
B 427836



MANUEL
DE L'INGÉNIEUR
DES PONTS ET CHAUSSÉES

PARIS. — IMP. SIMON RAÇON ET COMP., RUE D'ERFURTH 1.

MANUEL
DE L'INGÉNIEUR
DES PONTS ET CHAUSSÉES

RÉDIGÉ

CONFORMÉMENT AU PROGRAMME

ANNEXÉ AU DÉCRET DU 7 MARS 1868

RÉGLANT L'ADMISSION DES CONDUCTEURS DES PONTS ET CHAUSSÉES
AU GRADE D'INGÉNIEUR

PAR

A. DEBAUVE

INGÉNIEUR DES PONTS ET CHAUSSÉES

9me FASCICULE

AVEC 12 PLANCHES

—

Routes

PARIS

DUNOD, ÉDITEUR

LIBRAIRE DES CORPS DES PONTS ET CHAUSSÉES ET DES MINES

49, QUAI DES AUGUSTINS, 49

—

1873

PROGRAMME

CONSTRUCTION ET ENTRETIEN DES ROUTES

1. *Tracé.* — Considérations économiques, commerciales et techniques. — Influence des pentes des courbes sur le travail des moteurs ; distribution des pentes, rampes et paliers. — Choix de l'exposition. — Configuration et nature du terrain.

Tracé : en pays de plaines, en pays de montagnes.

Divers profils de routes adoptés en France ; largeur et bombement des chaussées

Plans d'alignement des traverses.

2. *Construction.* — Ouverture de la route ; talus, fossés, encaissement de la chaussée, accotements. — Préparation, réception et emploi des matériaux.

Chaussées d'empierrement, avec ou sans fondation. — Leur consolidation.

Emploi des détritus. — Méthode des emplois-béton. — Pilonnage ; cylindrage.

Chaussées pavées, avec ou sans fondation. — Forme de sable. — Bordures, pavés de diverses natures ; cailloux roulés. — Conditions d'un bon pavage.

Emploi du bitume dans l'établissement des chaussées et des trottoirs.

Influence du mode de construction et d'entretien de la chaussée sur l'intensité du travail des moteurs.

Ouvrages accessoires : banquettes et trottoirs ; aqueducs et cassis. — Bornes kilométriques ; poteaux et tableaux indicateurs. — Plantations.

3. *Entretien.* — Cantonniers ; organisation du travail et de la surveillance.

Chaussées d'empierrement. — Enlèvement des matières usées : ébouement, balayage. — Approvisionnement, réception et emploi des matériaux de réparation.

Chaussées pavées et dallées. — Triage et retaille des vieux matériaux ; approvisionnement et réception des matériaux neufs. — Relevés à bout, repiquages ; soufflages ; organisation et surveillance des ateliers.

CONSTRUCTION ET ENTRETIEN DES ROUTES

TABLE DES MATIÈRES

CHAPITRE III.

Entretien des chaussées empierrées et des chaussées pavées.

CHAPITRE IV.

Personnel de l'entretien. Devis. Plantations. Aqueducs. Alignements.

ROUTES

CHAPITRE PREMIER

HISTORIQUE. — CONSIDÉRATIONS SUR LE TRACÉ DES ROUTES, SUR LEUR PROFIL LONGITUDINAL ET TRANSVERSAL

Historique. — Les routes ont pris naissance avec les sociétés. Les tribus primitives, dans leurs déplacements continuels, ne voyagèrent pas longtemps au hasard et s'habituèrent à suivre les directions les plus commodes et les plus sûres : les caravanes de l'antiquité parcouraient souvent des distances énormes, et établissaient des courants de circulation parfaitement définis.

Les routes, comme on l'a dit souvent, sont les artères d'un État ; c'est par elles en effet que s'échangent d'une province à l'autre les hommes et les produits, et que le mouvement et la vie se transmettent du centre d'un pays à ses extrémités. Les peuples intelligents ont compris bien vite quelle influence les routes pouvaient avoir pour leur bien-être, pour leur prospérité, pour leur défense contre l'ennemi.

Aujourd'hui encore, bien qu'en apparence reléguées au second rang par les voies de communication perfectionnées, les routes n'en sont pas moins une des causes de la prospérité des États, et, si l'on en excepte les pays où la densité des populations est encore trop faible, c'est d'après leur développement que se mesure surtout la richesse agricole d'une contrée.

Loin de diminuer l'importance des routes, les chemins de fer, en multipliant les transports dans des proportions que personne n'avait soupçonnées, l'ont encore augmentée ; une voie principale, une force de transport aussi puissante que les chemins de fer, exige des affluents innombrables, faciles à parcourir, qui lui amènent de toutes parts les produits du sol et de l'industrie.

Malgré le peu d'importance apparente du sujet, c'est une question capitale que de propager les bonnes méthodes de construction et d'entretien des routes ; la plus légère amélioration se traduit immédiatement par une économie sur chaque

transport en particulier, et de ces économies accumulées résulte pour un pays comme la France un bénéfice considérable.

L'attention publique, que la fièvre des chemins de fer avait un peu détournée des routes, y reviendra forcément, et les expériences qui se poursuivent l'y invitent. Bien des départements, où la voirie est défectueuse, se lancent peut-être avec trop d'impatience dans la construction des chemins de fer à large voie ; en agissant ainsi, on risque de mettre, comme on dit, la charrue avant les bœufs ; un fleuve ne grossit que par ses affluents ; le fleuve, c'est le chemin de fer ; les affluents, ce sont les routes et les chemins. C'est de ceux-ci qu'il faut s'occuper d'abord.

Leur importance ne peut donc que s'accroître, et cet ouvrage, dans lequel nous nous proposons de passer en revue les mémoires publiés sur la matière depuis plus de quarante ans, ne saurait être dénué de quelque utilité.

EXAMEN DE LA VIABILITÉ DANS LES DIVERS ÉTATS

1° **De la viabilité en France.** — L'histoire de notre viabilité commence avec l'empire romain. On sait toute l'importance que ce peuple conquérant attachait à l'établissement de ces grandes voies magistrales destinées au transport rapide des armées.

Les voies romaines étaient construites avec une grande perfection et quelques-unes se sont conservées jusqu'à nos jours.

A la chute de l'empire romain et après l'invasion des barbares, les routes ne furent plus entretenues ; la féodalité, loin de favoriser l'industrie des transports, l'entravait et la ruinait.

« Au septième siècle, dit M. Léon, ingénieur des ponts et chaussées, il n'y avait pas d'autres routes dans le royaume des Francs que celles qui avaient été établies par les Romains.

La reine Brunehaut les fit réparer, et les travaux de restauration exécutés par ses ordres, quoique très-imparfaits sans doute, en comparaison de ceux des premiers constructeurs, suffirent cependant pour assurer la viabilité pendant un grand nombre d'années. Les chaussées ainsi réparées ont conservé jusqu'à nos jours le nom de *chaussées de Brunehaut*. On en voit encore des portions assez considérables dans divers endroits, notamment dans le département du Nord, où il en existait plusieurs qui aboutissaient à Bavay.

Charlemagne, qui avait, comme les Romains, des armées nombreuses à transporter rapidement à de grandes distances, eut besoin comme eux de maintenir les routes en bon état. Mais, sous les derniers rois de sa race, le régime féodal s'étant établi partout, il n'y eut plus aucun ensemble dans les soins donnés à l'entretien de la voirie. Chaque seigneur faisait réparer les chemins, comme il l'entendait, dans l'étendue de ses domaines, en imposant des corvées à ses vassaux. Le plus souvent il dédaignait de s'en occuper ; quelquefois même il les détruisait, s'il trouvait un avantage momentané à entraver la circulation, soit dans un intérêt de défense, soit par tout autre motif. Aussi leur dépérissement fut-il très-rapide. L'état de la société au moyen âge n'exigeait pas d'ailleurs une grande perfection dans les voies de communication. L'usage des voitures pour le

transport des personnes était inconnu. Les plus grands seigneurs et les dames même voyageaient à cheval. Quant au commerce, il n'était compté pour rien. S'il hasardait parfois quelque expédition de marchandises au travers d'un pays désolé par des guerres continuelles, de province à province, de château à château, il aimait mieux se servir, pour ses transports, de bêtes de somme que de voitures, plus faciles à arrêter, et dont le chargement plus apparent aurait excité davantage la cupidité.

L'établissement et l'entretien des routes se réduisaient alors à quelques pratiques fort simples. Dresser le terrain tant bien que mal, sans s'inquiéter des pentes; jeter quelques pierres dans les fondrières et les marais, de manière à affermir le sol; telles étaient à peu près les seules conditions à remplir. Pourvu que le voyageur pût passer partout avec son cheval, il n'en demandait pas davantage. Quand il trouvait un fond solide, il s'estimait heureux et s'inquiétait peu des aspérités de la route.

Cet état de choses dura longtemps; et ce n'était pas dans les campagnes seulement que la circulation était difficile. Dans les villes mêmes, la voie publique était souvent impraticable. Les ordonnances de Philippe Auguste prouvent qu'au douzième siècle les rues de Paris n'étaient pas pavées, et tout porte à croire que les autres villes du royaume n'étaient pas plus avancées que la capitale.

A une époque beaucoup plus rapprochée de nous, les routes étaient encore dans une situation déplorable. Sully, qui avait la charge de *grand-voyer* de France, s'attacha à les améliorer et à en ouvrir de nouvelles; mais la mort tragique de son maître interrompit l'exécution de ses projets, et les routes, qui commençaient à peine à se rétablir, furent de nouveau laissées à l'abandon. Louis XIV en fit exécuter quelques-unes avec soin, aux abords de Paris. On les reconnaît à leur excessive largeur. L'étroite bande pavée qui en occupe le milieu forme à peine la sixième partie de leur surface, et cependant cette partie pavée est la seule qui soit utile pendant une moitié de l'année. Il est juste de remarquer toutefois qu'à l'époque où ces routes furent établies, la circulation, surtout celle des voitures, était beaucoup moins active qu'elle ne l'est aujourd'hui. D'ailleurs, en ouvrant des routes dans le voisinage des résidences royales, on avait en vue principalement le service de la cour. Or, une chaussée pavée de 15 pieds de largeur était tout ce qu'il fallait pour donner passage aux carrosses du roi. Quant à la largeur démesurée des accotements et des contre-allées, il est assez difficile de l'expliquer. Peut-être doit-on l'attribuer à une sorte d'ostentation et à de fausses idées de grandeur qui avaient cours alors, même auprès du monarque.

Sous les règnes suivants, on continua à s'occuper des routes, et elles devinrent assez belles jusqu'à une certaine distance de Paris. Mais, dans les provinces éloignées, le progrès pénétra lentement. On ouvrit, il est vrai, un grand nombre de routes nouvelles; mais elles furent tracées avec assez peu d'art et exécutées avec moins d'art encore. L'ancien système des corvées était toujours en vigueur. Les paysans, mal dirigés et travaillant avec répugnance, faisaient peu d'ouvrage et le faisaient mal. Aussi la plupart des routes établies à cette époque sont-elles très-défectueuses. Elles ont des pentes excessives, et leurs chaussées semblent n'avoir été composées que de pierres informes, jetées pêle-mêle au milieu de la route.

Dans quelques provinces, cependant, les travaux furent mieux exécutés. M. Trésaguet, ingénieur en chef du Limousin, employa, pour la construction des chaussées, un procédé nouveau. On lui doit les premières bonnes routes en empierrement qui aient été faites en France. Son système, que nous décrirons plus

loin fut adopté peu à peu dans les autres provinces, et devint bientôt d'un usage général. Il a été pratiqué presque exclusivement jusqu'à ces derniers temps (1830) et maintenant même quelques ingénieurs le préfèrent encore à la méthode anglaise de Mac-Adam, qui cependant lui a été substituée dans la plupart des départements. »

On sait combien les routes et chemins se sont multipliés et transformés depuis trente ans ; des pays où l'on ne voyageait qu'à cheval sont aujourd'hui sillonnés d'excellentes voies de communication que parcourent sans encombre les voitures les plus lourdes comme les plus légères.

Il n'existe guère que deux genres de chaussées: les empierrements, formés par l'agrégation de matériaux cassés de petite dimension, et les pavages, formés par la juxtaposition de parallélipèdes généralement en grès.

Exceptionnellement, on rencontre les chaussées en bitume et en asphalte, les voies dallées et les pavages en bois.

On sait qu'en France les routes se subdivisent en deux classes : 1° routes nationales ; 2° routes départementales ; et les chemins en trois classes : 1° chemins de grande communication ; 2° chemins d'intérêt commun ; 3° chemins vicinaux ordinaires.

Il faudrait ajouter encore les chemins ruraux, qui ne sont pas classés et qui sont en général laissés sans entretien.

Ceci posé, voici quel était en 1867 l'état général de notre viabilité :

INDICATIONS.	UNITÉS CHOISIES.	VOIES ORDINAIRES.					TOTAUX.	GRANDS CHEMINS DE FER.
		ROUTES		CHEMINS VICINAUX				
		NATIONALES.	DÉPARTEMENTALES.	DE GRANDE COMMUNICATION.	D'INTÉRÊT COMMUN.	ORDINAIRES.		
Longueurs construites	kilomètre	37.400	47.000	72.000	49.000	118.000	323.400	15.750
— à terminer	Id.	800	1 300	11.000	32.000	236.000	281.100	5.290
— totales	Id.	38.200	48.300	83 000	81.000	354 000	604.500	»
Routes forestières, thermales, agricoles	Id.	»	»	»	»	»	1.700	»
Longueurs totales définitives	Id.	»	»	»	»	»	606.200	21.040
Prix de revient moyen par kilomètre	francs	20.000	15.000	10.000	5.500	4.000	»	443.378
Dépense faite	millions	748	705	720	270	472	2.915	7.515
— à faire	Id.	50	20	110	176	800	1.156	1.815
— totale	Id.	798	725	830	446	1.272	1.071	9.329
Nombre d'habitants par kilomètre construit	habitants	1.018	811	528	776	323	»	2.416
Nombre par kilomètre de réseau définitif	Id.	997	789	458	470	108	»	1.809
Circulation annuelle	milles de tonnes à un kilomètre	5.155	4.492	»	»	»	»	5.837.000
Frais d'entretien moyen par kilomètre	francs	600	450	506	190	140	»	10.000

2° **De la viabilité en Angleterre.** — L'Angleterre a tout fait pour développer sa viabilité; ses moyens de transport sont surtout les chemins de fer et la navigation. Cependant elle possède

160,900 kilomètres de chemins vicinaux
et 58,600 kilomètres de routes.

pour une superficie de 313,128 kilomètres carrés, soit environ $\frac{2}{3}$ de kilomètre de route par kilomètre carré de superficie.

3° **De la viabilité aux États-Unis.** — La densité de la population est trop faible aux États-Unis pour que les routes ordinaires s'y soient beaucoup développées ailleurs qu'aux environs des grandes villes. L'immense majorité des transports s'effectue par la navigation fluviale et surtout par les chemins de fer, qui ont été l'instrument principal de la colonisation, et qui absorbent encore aujourd'hui toute l'attention des divers États. Le chemin de fer précède pour ainsi dire l'habitant, et certaines contrées, traversées par des voies ferrées, sont absolument dénuées de routes entretenues.

On conçoit donc que, dans ces conditions, les routes et chemins sont restés en arrière : leur développement suivra forcément celui des chemins de fer.

4° **De la viabilité en Autriche.** — L'Autriche a une superficie de 622,518 kilomètres carrés, avec une population de 35,293,000 habitants. Elle compte

21,112 kilomètres de routes nationales,
et 66,747 — de routes provinciales et autres;

soit en tout 87,859 kilomètres de voies ordinaires, ou 141 mètres par kilomètre carré. C'est à peu près la proportion que donne la France, si l'on ne considère que les routes nationales et départementales.

5° **De la viabilité en Belgique.** — La Belgique possède 17,500 kilomètres de chemins vicinaux et 6,990 kilomètres de routes; c'est, après l'Angleterre, le territoire le plus favorisé au point de vue des conditions naturelles de la viabilité.

Sa superficie est de 29,455 kilomètres carrés pour 4,985,000 habitants; c'est 168 habitants par kilomètre carré, tandis que la France n'en possède que 69. La population est donc beaucoup plus dense en Belgique qu'en France, et c'est ce qui explique le grand développement des voies de communication de ce pays.

6° **De la viabilité en Russie.** — La viabilité en Russie se rapproche de celle des États-Unis; là encore, il s'agit de desservir une population disséminée, et les rigueurs du climat, les circonstances météoriques créent en outre une situation particulière.

La Russie d'Europe ne compte que 8,416 kilomètres de chaussées; il y a bien 94,000 kilomètres de routes postales; mais elles sont simplement jalonnées sur le sol naturel.

« Les transports y sont possibles sur roues pendant quatre mois d'été et par le traînage pendant quatre mois d'hiver. Il ne faut pas compter sur plus de 200 jours de communication facile en Russie; mais, autant les routes sont insuffisantes, autant les chevaux, les bœufs et leur nourriture s'obtiennent à un faible prix, de sorte que le blé et les produits des mines parcourent des distances considérables moyennant une dépense inférieure à celle du roulage ordinaire

dans des climats plus favorisés. La neige substitue pendant quatre mois, aux routes, aux rivières et aux canaux, un roulage très-économique. »

Pendant la belle saison, les voies navigables de la Russie sont d'un parcours facile; elles présentent une grande étendue, mais la navigation y est interrompue par l'hiver pendant la moitié de l'année.

Les voies de terre ordinaires de la Russie ne paraissent donc pas, pour le moment, susceptibles de grands perfectionnements. Là encore, l'instrument de la prospérité nationale paraît devoir être le chemin de fer.

« Le gouvernement russe rattache les unes aux autres, par des chemins de fer, des nationalités diverses. Il a continué la fusion morale commencée par l'affranchissement des serfs, par la fusion des intérêts qui est la conséquence d'une bonne viabilité. Luttant, comme l'Américain du Nord, contre d'immenses solitudes, contre des climats rigoureux et divers, il cherche l'homogénéité du territoire dans l'unique moyen de franchir rapidement et économiquement les distances. »

7° **De la viabilité de la Suède, de la Norvége et du Danemark.** — La Suède possède une superficie de 439,813 kilomètres carrés avec une population de 4,114,141 habitants, desservie par 53,867 kilomètres de routes et chaussées.

Les documents nous manquent pour apprécier la viabilité ordinaire de la Norvége et du Danemark ; elle doit se rapprocher de celle de la Suède. Ce qui caractérise l'industrie des transports en Norvége, c'est l'adoption générale des chemins de fer à faible largeur de voie; en bien des cas nous devrions adopter ce système qui, malheureusement, ne s'est guère propagé en France.

8° **De la viabilité de l'Italie.** — L'Italie, sentant le besoin d'affermir son unité, a compris que le meilleur moyen d'arriver à ce but était la construction des chemins de fer. Tous ses efforts se sont portés de ce côté.

Cependant, les routes n'ont pas été absolument négligées, et on leur consacre environ 18 millions de francs par an.

La superficie de l'Italie est de 259,000 kilomètres carrés, avec une population de 21,750,000 habitants; la densité de la population est donc supérieure à celle de la France, mais les routes sont en proportion beaucoup moindre.

Nous n'avons pas de renseignements sur les routes de la Suisse, dont la population est de 2,510,000 habitants, répartis sur une superficie de 41,418 kilomètres carrés.

9° **De la viabilité de l'Espagne.** — L'Espagne, qui possède une superficie de 494,946 kilomètres carrés, divise ses routes en trois classes, dont l'exécution est à la charge de l'État.

Les routes classées ont une longueur totale de 35,827 kilomètres, dont 14,926 kilomètres seulement sont terminés; c'est donc 39 mètres de route par kilomètre carré, au lieu de 163 mètres que nous avons en France.

« Quant aux chemins vicinaux, l'Espagne en est dépourvue en ce sens que, des 3,585,000 kilomètres de chemins provinciaux et vicinaux dont ses statistiques font mention, 2,010,000 kilomètres sont en projet; les autres, à peine accessibles pour les mulets, ne permettent pas l'usage des véhicules à roues. »

Au reste, l'Espagne a fait ses chemins de fer presque uniquement avec des capitaux étrangers, et notamment avec des capitaux français.

10° **De la viabilité de l'Allemagne.** — « La Prusse et les provinces qu'elle s'est annexées ont toujours fait de grands efforts pour améliorer la viabilité de eur territoire.

« Les routes ont, dans l'ancienne Prusse, une longueur de 36,967 kilomètres.

Elles ont coûté, depuis cinquante ans, environ 300 millions, dont moitié à la charge de l'État, le reste à la charge des provinces, des communes et des particuliers. Le budget de l'État, pour l'entretien des routes, est cette année (1867) de 9,420,000 francs. Celui de la construction des routes nouvelles est de 3,750,000 francs.

« Les provinces annexées à la Prusse ajoutent 7,782 kilomètres au réseau des routes ordinaires. »

L'ancienne confédération du Nord, formée des royaumes de Prusse et de Saxe, des grands-duchés de Mecklenbourg-Schwerin et Strelitz, Oldenbourg et Saxe-Weimar, des duchés de Brunswick, Anhalt, Saxe-Meiningen, Saxe-Cobourg-Gotha, Saxe-Altenbourg, des principautés de Lippe-Detmold et Schaumbourg, Waldeck, Schwarzburg-Rudolstadt, Sachsenhausen et Reuss, et d'une province du grand-duché de Hesse, avait une superficie de 362,658 kilomètres carrés avec 24,989,941 habitants, soit 65 par kilomètre carré au lieu de 69 en France; elle possédait 104 mètres de routes par kilomètre carré au lieu de 162 que nous possédons en France.

La Bavière occupe une superficie de 75,722 kilomètres carrés avec 4,744,130 habitants, soit 63 habitants par kilomètre carré. Elle possède 27,110 kilomètres de routes.

Le duché de Bade, avec une superficie de 15,260 kilomètres carrés et une population de 1,428,000 habitants, soit 94 par kilomètre carré, possède 5,532 kilomètres de chemins vicinaux et 3,031 kilomètres de routes. Sa viabilité est donc excellente; mais il faut remarquer la grande densité de la population.

Les documents nous manquent sur les autres États de l'Allemagne.

CLASSIFICATION DES ROUTES ET CHEMINS EN FRANCE

L'ordonnance du roi d'août 1669 ne fait mention que des routes et chemins royaux, les seuls qui fussent l'objet d'un semblant d'entretien.

« En toutes les forêts de passages où il y a et doit avoir grand chemin royal servant aux coches, carrosses, messagers et rouliers de ville à autre, les grandes routes auront au moins 72 pieds de largeur; et où elles se trouveront en avoir davantage elles seront conservées en leur entier. »

Cette largeur excessive montre bien comment devait se faire l'entretien : les voitures roulaient sur le sol naturel, et, lorsqu'elles avaient tracé une voie à ornières, elles en recommençaient une autre à côté; les corvéables étaient sans doute de temps en temps convoqués pour rejeter la terre dans les ornières et pour y placer pêle-mêle des pierres de toutes natures.

L'arrêt du conseil du 3 mai 1720 maintient les principales dispositions de 1669 pour les grands chemins royaux, dont il fixe la largeur à 60 pieds, et contient, en outre, le dispositif suivant :

« Veut Sa Majesté que les autres grands chemins servant de passage aux coches, carrosses, messagers, voituriers et rouliers de ville à autre aient au moins 36 pieds de largeur entre les fossés. »

En 1776, un arrêt du conseil du roi divise les routes en quatre classes :

« Toutes les routes construites à l'avenir par ordre du roi, pour servir de

communication entre les provinces et les villes ou bourgs, seront distinguées en quatre classes ou ordres différents.

« La première comprendra les grandes routes qui traversent la totalité du royaume ou qui conduisent de la capitale dans les principales villes, ports ou entrepôts de commerce.

« La seconde, les routes par lesquelles les provinces et es principales villes du royaume communiquent entre elles, ou qui conduisent de Paris à des villes considérables, mais moins importantes que celles désignées ci-dessus.

« La troisième, celles qui ont pour objet la communication entre les villes principales d'une même province ou de provinces voisines.

« Enfin, les chemins particuliers, destinés à la communication des petites villes ou bourgs, seront rangés dans la quatrième.

« Les grandes routes du premier ordre seront desormais ouvertes sur la largeur de 42 pieds; les routes du second ordre seront fixées à la largeur de 36 pieds; celles du troisième ordre à 30 pieds. Et, à l'égard des chemins particuliers, leur largeur sera de 24 pieds.

« Ne seront compris dans les largeurs ci-dessus spécifiées les fossés ni les empatements des talus ou glacis. »

Le décret du 16 décembre 1811 distingue les routes en routes impériales et routes départementales. Il y a trois classes de routes impériales, dont les deux premières sont construites et entretenues aux frais de l'État, et la troisième est construite et entretenue à frais communs par l'État et les départements. Les travaux relatifs aux routes départementales sont laissés à la charge des départements, arrondissements et communes intéressés.

Aujourd'hui, il n'y a plus qu'une classe de routes entretenues par l'État, ce sont les routes nationales. Après elles, viennent les routes départementales qui sont à la charge unique des départements; les conseils généraux prononcent sur le classement et sur le déclassement de ces routes, ainsi que sur les travaux qui les concernent.

Au-dessous des routes départementales, on trouve les chemins vicinaux. Leur existence légale a été confirmée par la loi du 9 ventôse an XIII, article 1er, paragraphe 6, qui s'exprime ainsi :

« L'administration publique fera rechercher et connaître les anciennes limites des chemins vicinaux, et fixera, d'après cette connaissance, leur largeur, suivant les localités, sans pouvoir cependant, lorsqu'il sera nécessaire de l'augmenter, la porter au delà de 6 mètres, ni faire aucun changement aux chemins vicinaux qui excèdent actuellement cette dimension.

La loi du 21 mai 1836 a organisé complètement les chemins vicinaux, que l'on distingue en :

1° Chemins vicinaux de grande communication, lesquels sont entretenus par le département sous la direction du conseil général qui en prononce le classement et le déclassement et qui statue sur les projets comme pour les routes départementales;

2° Chemins vicinaux d'intérêt commun, que le conseil désigne; ils sont entretenus par le groupe des communes intéressées;

3° Chemins vicinaux ordinaires à la charge de chaque commune.

Pour terminer la classification, on pourrait ajouter les chemins ruraux; mais nous ne nous en occuperons pas, car l'administration n'a pas à intervenir sur ce sujet.

En résumé, nous avons en France cinq classes de voies ordinaires de commu-

nication : 1° routes nationales; 2° routes départementales; 3° chemins vicinaux de grande communication; 4° chemins vicinaux d'intérêt commun; 5° chemins vicinaux ordinaires.

EXPÉRIENCES SUR LE TIRAGE DES VOITURES.

Il y a longtemps qu'on s'est préoccupé pour la première fois de la question du tirage des voitures. Toutes choses égales d'ailleurs, l'effet utile de transport, donné par un véhicule, dépend de la forme et du poids de ce véhicule, de la manière dont il est supporté par l'essieu, de la manière dont cet essieu, généralement fixe, frotte dans le moyeu, du diamètre de la roue, de la largeur des jantes, de la nature et de l'état de la chaussée.

Nous laissons de côté l'influence des pentes et rampes, dans lesquelles intervient le jeu de la pesanteur; nous étudierons à part cette influence bien nette et bien distincte, et les expériences relatives au tirage seront supposées faites sur plan horizontal.

Il convient évidemment de donner tout d'abord quelques détails sur le moteur lui-même, qui d'ordinaire est le cheval.

Travail du cheval. — On trouvera à la page 270 de notre *Cours de mécanique* une étude sur les moteurs animés en général; nous engageons le lecteur à s'y reporter.

Le travail journalier d'un moteur dépend de l'effort ou de la tension dont ce moteur est capable à chaque instant, de la vitesse du point d'application de cet effort et de la durée du travail effectif pendant un jour de vingt-quatre heures, déduction faite des heures de repos, des repas, etc...; nommant ces trois quantités respectives R,V,T, le produit RVT est l'expression du travail journalier du moteur.

En conservant l'égalité de ce produit, peut-on faire varier à volonté les facteurs? Daniel Bernouilli, qui a discuté cette question, a pensé qu'on pouvait, à fatigue égale, obtenir le même travail journalier en changeant convenablement les éléments de ce travail. Coulomb juge cette opinion erronée, et il se fonde sur ce qu'il y a toujours pour chaque moteur, et pour le genre de travail auquel il est habitué, un maximum d'action journalière qui correspond au produit des trois facteurs R,V,T. La vérité de cette observation détruit l'opinion de Daniel Bernouilli, qui pensait qu'un moteur animé, de quelque manière qu'il emploie ses forces, soit en marchant, soit en tirant, soit en poussant, produisait avec le même degré de fatigue la même quantité d'action et par conséquent le même effet.

Il existe pour chaque moteur animé et pour chaque genre de travail qu'on lui demande des valeurs de R, de V et de T, pour lesquelles RVT, c'est-à-dire le travail journalier utile, est maximum.

Il va sans dire que ce maximum n'est pas absolument mathématique, et que l'on peut faire varier légèrement les facteurs sans altérer notablement le produit.

Nombre d'expérimentateurs ont déterminé l'action journalière du cheval dans diverses circonstances.

Cette action ou travail se déduit de la connaissance des trois facteurs : l'effort, la vitesse et la durée du travail journalier. La vitesse et la durée du travail par jour résultent d'expériences simples et qui se comprennent d'elles-mêmes.

Voici les principaux résultats de l'expérience :

GENRE D'ACTION DU MOTEUR	EFFORT MOYEN (kilogr.)	VITESSE A L'HEURE (mètres.)	VITESSE A LA SECONDE (mètres)	DURÉE DU TRAVAIL journalier (heures.)	EFFET PRODUIT EN KILOGRAMMÈTRES.	
Cheval de course.	»	43.920	12.20	0.3'31"	»	Courses du champ
Autre exemple.	»	52.020	14.45	0.7'50"	»	de Mars.
Cheval attelé à une voiture et marchant au pas, n° 1.	100	4.000	1.11	8	3.280.000	D'après de Prony.
— — n° 2.	90	4.000	1.11	8	2.880.000	Expérience anglaise.
— — n° 3.	70	3.240	0.90	10	2.168 000	D'après Hachette.
— — n° 4.	60	3.240	0.90	10	1.940.000	— Navier.
— — n° 5.	45	4.000	1.11	10	1.800 000	— Edgeworth.
— — n° 6.	54	3 400	0.94	9	1.652.000	— Favier.
Cheval attelé à une voiture et allant au trot.	44	7.920	2.20	4.5	1.568.160	D'après Hachette.
Cheval attelé à un manége et allant au pas, n° 1. .	45	3.240	0 90	8	1.166.400	D'après Hachette.
— — n° 2. .	37.5	3.450	0.96	6	729.000	D'après Minard.
— — n° 3. .	20	3 960	1.10	12	974.000	Id.
— — n° 4. .	44	3.000	0.83	7 1/4	1.055.000	Id.
— — n° 5. .	83	2.450	0.69	9	1.828.000	Id.
Cheval attelé à un manége et allant au trot..	30	7.200	2.00	4.5	1.072.000	D'après Hachette.
Cheval attelé à une charrue	97	3.000	0.83	10	2.910.000	D'après Minard.
Id.	72	2 600	0.72	10	1.872.000	— Dupuit.
Cheval tirant des véhicules sur un chemin de fer. . .	51	3.200	0.90	10	1.640.000	Wood et Minard.
Cheval de halage des canaux anglais.	36	3.483	0.96	12	1.466.000	Bevant et Minard.
Bœuf attelé à un manége, et allant au pas.	60	2.160	0.60	8	1.030.800	Hachette.
Mulet attelé à un manége et allant au pas.	30	3.200	0.90	8	777.600	Hachette.
Ane attelé à un manége et allant au pas.	14	2.880	0.80	8	322.560	Hachette.

La difficulté réelle est dans la détermination exacte de l'effort moyen : en

effet, l'effort n'est pas constant et varie dans de certaines limites suivant une foule de circonstances secondaires; c'est donc sa moyenne qu'il faut considérer.

A chaque instant, l'effort s'obtient par la déformation qu'il imprime au ressort d'un dynamomètre. Les dynamomètres de traction, ayant tous pour principe la déformation d'un ressort flexible, ont été décrits par nous avec de grands détails aux pages 233 et suivantes de notre *Cours de mécanique*. La figure 181 en particulier représente le dynanomètre simple employé par le général Morin pour la traction des voitures.

Nous avons dit comment l'appareil enregistrait lui-même les efforts transmis, et même le travail, si l'on a soin de faire passer sous l'index du dynamomètre une feuille de papier animée d'un mouvement proportionnel à celui du véhicule. Le travail, c'est-à-dire le produit RVT, s'obtient alors par la quadrature d'une aire plane, quadrature qui s'effectue par une des méthodes pratiques exposées dans le cours de géodésie.

Dans certains cas exceptionnels, les chevaux peuvent momentanément exercer des efforts bien supérieurs à ceux qui sont inscrits au tableau.

Ainsi M. Minard donne le travail développé en 25 minutes par un cheval de diligence, qui gravit la montagne de Verberie (Oise) :

La rampe varie de 3 à 11 centimètres par mètre, et l'effort de chaque cheval de 64 à 189 kilogrammes; le travail produit pendant l'ascension de la côte, c'est-à-dire en 25 minutes, était de 126,000 kilogrammètres. C'est un grand maximum.

Le travail régulier que peut donner un bon cheval de roulage correspond à une traction d'environ 55 kilogrammes, avec une vitesse de 1 mètre à l'heure et 9 heures de travail effectif; le produit est de 1,980,000 kilogrammètres. Dans les meilleures conditions, il ne faut pas compter davantage.

D'après Tredgold, l'effort maximum de traction qu'un cheval est susceptible d'exercer peut atteindre 400 kilogrammes; mais il n'y a plus de déplacement, et par suite point de travail. C'est le terme extrême de la série qui commence par le cheval de course, lequel n'exerce aucun effort de traction.

C'est une erreur de croire que la force de traction exercée sur un véhicule croît proportionnellement au nombre des chevaux; l'accroissement est beaucoup moins rapide, et cela se conçoit, car les divers chevaux contrarient mutuellement leur action, la transmission n'est pas toujours rectiligne, et le timonier soutient le véhicule et en porte une partie plutôt qu'il ne le traîne.

Voici, d'après M. l'ingénieur en chef Baron, les résultats des nombreuses expériences exécutées sur la route de Paris au Havre.

NOMBRE DE CHEVAUX.	TRAVAIL PROPORTIONNEL PAR CHEVAL.	TIRAGE PROPORTIONNEL DE L'ATTELAGE.	CHARGE TRAINÉE (en kilogrammes.)	TIRAGE PAR CHEVAL (en kilogrammes.)
1	1	1.000	1.700	57
2	0.998	1.996	3.393	56
3	0.910	2.730	4.641	52
4	0.815	3.540	6.018	50
5	0.553	3.765	6.400	43

Ainsi, théoriquement, il y aurait avantage à n'atteler qu'un cheval à la fois; mais il faut remarquer que le poids mort du véhicule croît bien moins vite que le nombre de chevaux, et, en somme, l'effet utile peut être plus grand avec plusieurs chevaux qu'avec un seul.

Au delà d'une certaine limite, cet effet utile diminuerait; l'attelage le plus avantageux semble être celui de trois chevaux. L'attelage de quatre chevaux est encore très-usité en agriculture; c'est un tort de dépasser le nombre de quatre chevaux, si ce n'est dans certains cas exceptionnels, lorsqu'il s'agit de gravir une forte rampe avec des chevaux de renfort.

Du tirage des voitures, abstraction faite de l'influence des pentes et rampes. — Nous allons examiner par ordre chronologique les diverses expériences qui ont été exécutées sur le mouvement des véhicules de toutes natures.

1° Mémoire de MM. Corrèze, capitaine du génie, et Manès, ingénieur des mines. — Le mémoire de MM. Corrèze et Manès date de 1832; la première section traite de l'influence des pentes et des rampes : nous en parlerons plus loin; la seconde section s'occupe des voitures. Nous allons la parcourir rapidement.

Les roues des véhicules dégradent les routes en raison de leur poids, de leur largeur de jantes et de leur vitesse.

Lorsque la jante est étroite, la circonférence de la roue est comme un ruban qui se développe sur la chaussée; il se produit au contact un frottement de roulement ou de seconde espèce, mais le frottement de glissement n'est pas sensible, quel que soit le parcours plus ou moins tortueux suivi par le véhicule.

Au contraire, si la jante est large, et que le cheminement ne se fasse point toujours en ligne droite, ce qui est le cas habituel, le roulement est accompagné d'un pivotement, c'est-à-dire d'un frottement de première espèce, très-sensible surtout dans les courbes.

« L'effet produit par la pression d'une roue parcourant une route unie dépend du poids dont cette roue est chargée, de la résistance des matériaux qui composent la route, et de la nature de cette route ; si le poids du chargement est tel qu'il ne dépasse pas le poids *maximum* que les matériaux sont dans le cas de supporter sans se briser, la roue ne produira d'autre effet que d'arrondir les angles et arêtes de ces matériaux, et la détérioration de la roue sera la moindre possible. Si ce poids est plus grand et la route à jante étroite, elle brisera tous les matériaux qu'elle rencontrera et formera l'ornière, tandis que si on répartit ce poids sur un espace plus grand de la route au moyen d'une roue à jante large, on pourra diminuer la pression sur chaque point, de manière à ne pas lui faire dépasser le *maximum*. Dans le cas où le poids est très-fort, la dégradation est d'ailleurs d'autant plus sensible que la route est plus dure et moins élastique. Elle sera très-grande sur une route en cailloutis avec fondation en grosses pierres, et beaucoup moindre sur une route à la Mac-Adam, où les matériaux peuvent céder sans se briser sous la compression.

La roue se mouvant sur une route raboteuse, mal entretenue ou mal construite, elle rencontre à chaque instant des obstacles contre lesquels elle vient frapper, qu'elle surmonte avec peine, et du sommet desquels elle retombe ensuite sur la route avec une force proportionnée à son poids et à la hauteur de l'obstacle. Ces ressauts continuels rendent l'action des roues très-destructive des chaussées. Il est donc très-important, pour les prévenir, de faire les routes aussi dures et aussi unies que possible ; dans le cas où l'on ne peut éviter que la route présente un grand nombre d'inégalités, il y a d'ailleurs avantage à faire porter la charge

sur des ressorts, car ces ressorts convertissant toutes les percussions en une simple augmentation de pression, il en résulte moins d'action tendant à briser les matériaux de la route. A vitesse égale, l'effet destructeur d'une roue sur une chaussée est d'autant plus considérable, que le poids dont elle est chargée est plus lourd, et cet effet croît dans un bien plus grand rapport que les pressions qui y donnent lieu. Un fort chargement, par exemple, défonce les empierrements et bouleverse les pavés, tandis qu'un chargement modéré, quelque multiplié qu'il soit, n'a presque aucun effet; de là donc la loi que l'on doit s'imposer de proscrire les chargements considérables.

Quant à l'influence de la vitesse, il semble qu'à poids égal, sur un plan bien dressé, l'effet destructeur d'une roue doive être d'autant moindre que la vitesse est plus grande, car dans ce cas la durée de l'action est moindre; tandis que sur les routes raboteuses et mal entretenues, l'effet destructeur doit augmenter avec la vitesse, en raison de l'intensité des chocs qui se produisent. Ces aperçus, auxquels conduit le raisonnement, sont en effet confirmés par la pratique. Ainsi des expériences faites en 1816, par une commission d'ingénieurs, ont donné les résultats suivants:

1° Sur les chaussées en empierrement ou en gravelage en bon état, une voiture menée au trot fait moins de mal que menée au pas; elle en fait plus, au contraire, quand ces chaussées sont en mauvais état d'entretien.

2° Sur les chaussées en pavé d'échantillon, les effets immédiats du pas et du trot n'ont pas pu être distingués; cependant le pas paraît préférable, en ce qu'il ne produit pas de fortes commotions qui ébranlent et détériorent à la longue les chaussées les plus solides.

3° Les chaussées pavées en blocages ou en pierres irrégulières, offrant le plus d'inégalités et d'aspérités, sont celles où le trot est le plus nuisible relativement au pas; on doit remarquer que sur les chaussées de ce genre la vitesse est encore moins dangereuse pour la route que pour les voitures, les secousses brusques fatiguant extrêmement les véhicules. »

En ce qui touche la résistance au mouvement d'une roue, elle est de deux sortes : 1° la résistance principale due au frottement de la jante sur la chaussée ; 2° la résistance secondaire due au frottement de la fusée de l'essieu dans le moyeu.

Autrefois on se servait, et on se sert encore dans certaines parties de la France, d'essieus en bois tournant dans des moyeux en bois; le frottement était considérable, et le graissage difficile. Ce système doit être partout réformé; aujourd'hui l'essieu est en bon fer corroyé et ses fusées exactement tournées reposent dans des boîtes en fonte placées dans l'âme du moyeu.

C'est un frottement de glissement qui se produit au contact de la fusée et de sa boîte; supposons que le coefficient de ce frottement soit $\frac{1}{10}$, il en résultera une résistance totale égale à 0,1.P, dans laquelle P représente le chargement total.

Or, le rapport du rayon de la roue à celui de la fusée étant généralement de $\frac{1}{20}$, la résistance exercée à la circonférence de la fusée représente une résistance vingt fois moindre exercée à la circonférence de la roue, soit un effort de $\frac{1}{200}$ P. Mais sur une bonne route en cailloutis la résistance totale à la traction est d'environ $\frac{1}{25}$ P; donc, la résistance due au frottement de la fusée dans le moyeu n'est guère que le huitième de la résistance totale.

C'est peu de chose ; mais cela suppose que les fusées sont toujours convenablement graissées, ce que l'on n'a pas toujours bien soin de faire. Lorsque le graissage est imparfait, les surfaces frottantes s'échauffent par le frottement et ne tardent pas à gripper, ce qui augmente le tirage dans des proportions énormes. La nécessité d'un graissage parfait doit donc être toujours présente à l'esprit ; presque partout, on n'a recours même maintenant qu'à un graissage intermittent ; il est regrettable que l'usage des boîtes à graisse, analogues à celles dont on se sert pour les wagons, ne soit pas plus répandu pour les véhicules ordinaires.

La résistance principale du véhicule est le frottement de la jante sur la chaussée ; il y a pivotement et par suite frottement de glissement lorsque le chemin suivi n'est pas rectiligne, et cet effet est désastreux pour le tirage aussi bien que pour les routes ; c'est celui que produirait une roue à jante conique que l'on voudrait faire mouvoir en ligne droite sur une chaussée plane.

MM. Corrèze et Manès déduisent ensuite de leurs calculs qu'il y a avantage, au point de vue de l'économie du roulage, à ne faire usage, sur une route compressible et non élastique, que de petits chargements.

Sur une route raboteuse, il se produit une série ininterrompue de petits chocs qui consomment de la force vive et par suite du travail moteur ; cette force vive trouve son équivalent dans le broyage des matériaux de la chaussée et dans l'usure et la dislocation du matériel roulant.

Dans ce cas, l'emploi des ressorts est avantageux à l'économie du roulage ; par eux en effet les chocs sont amortis et les roues peuvent être plus légères ; par eux aussi la partie horizontale de la force qui eût été perdue par le choc est conservée et sert en grande partie au mouvement progressif de la voiture. Les ressorts doivent donc être recommandés sur les chemins mal entretenus et sur les pavés en blocailles.

Mais, plus la route est mauvaise, plus leur puissance doit être considérable ; s'ils étaient trop faibles, on dépasserait bien vite leur limite d'élasticité et ils se briseraient sous un choc.

L'avantage des voitures montées sur ressort a été constaté par les expériences de l'Anglais Edgeworth, lors de l'enquête sur le roulage faite par l'Angleterre en 1808.

On trouva que sur une route raboteuse les ressorts procuraient un avantage de $\frac{1}{4}$ en force de tirage, pour une vitesse de 8,8 kilomètres à l'heure ; dans la pratique, cet avantage équivaut à la force d'un cheval sur quatre.

Des expériences directes de MM. Corrèze et Manès, il résulte encore ce fait que : quel que soit le genre de la voiture, qu'elle soit suspendue ou non, le rapport de la force de tirage au chargement augmente avec la vitesse, d'où il suit qu'il y a économie pour le roulage à aller lentement.

Voici du reste les conclusions du mémoire qui nous occupe :

« Les petits chargements occasionnent les moindres frais d'entretien des routes ; ce sont aussi ceux qui emploient le plus utilement la force des chevaux, ou pour lesquels le rapport de la force de tirage au chargement est le plus petit ; on trouvera donc un bénéfice certain à employer exclusivement le petit roulage.

« Les voitures à un cheval ont l'avantage sur celles à plusieurs chevaux, en ce qu'on peut proportionner le chargement à la force de chaque cheval, tandis que lorsque quatre ou cinq chevaux sont attelés à une même voiture, il arrive souvent que les plus ardents s'exténuent de fatigue, tandis que les autres n'exercent presque aucun effort.

« Les voitures à quatre roues sont préférables à celles à deux roues, qui exigent

un plus fort tirage. Les chariots à roues inégales ménagent mieux les chevaux que les chariots à roues égales.

« L'élasticité de ces véhicules diminue encore de $\frac{1}{8}$ à $\frac{1}{4}$ la force du tirage; elle permet en outre de faire les voitures les plus légères possible et par suite d'augmenter le rapport du chargement utile au chargement total. »

2° Mémoire de Coriolis. — Coriolis, ingénieur des ponts et chaussées, applique le théorème du travail au mouvement des véhicules; il cherche d'une part le travail moteur, de l'autre le travail résistant et la variation des forces vives du système, et il égale ces deux quantités.

Si F est l'effort du moteur et s le chemin parcouru par le véhicule, l'intégrale de la quantité $F.ds$ donnera le travail moteur; on l'obtiendra par un dynamomètre.

Le travail résistant comprend :

1° Le travail absorbé par le jeu des ressorts. Le travail résistant produit par la compression des ressorts se change en travail moteur lorsqu'ils se détendent, mais le travail rendu n'est jamais égal au travail reçu, et il y a toujours une certaine perte. Elle est généralement assez faible et on la néglige.

2° Le travail résultant de l'action que les roues exercent sur le terrain; c'est la quantité principale.

3° Le frottement de la fusée de l'essieu dans la boîte du moyeu.

4° Le travail dû à la pesanteur; nous le négligeons pour le moment, puisque nous supposons le chemin horizontal.

5° Le travail dû à la variation de la force vive de la voiture : c'est peu de chose pour une journée entière, puisque le véhicule passe en quelques instants de l'état de repos à son allure normale, c'est-à-dire d'une force vive nulle à une force vive constante.

Cette partie du travail résistant est encore négligeable.

Donc le travail moteur est sensiblement égal au travail dû à l'action de la roue sur la chaussée plus le travail dû au frottement de l'essieu dans le moyeu. — Et pour réduire le travail à exiger du moteur, il faut réduire les deux termes du travail résistant.

En ce qui touche le frottement de l'essieu dans sa boîte, c'est un frottement de glissement à valeur constante et indépendante de l'étendue des surfaces; on en diminuera le travail en diminuant l'arc de glissement, c'est-à-dire le diamètre de la fusée frottante. Ainsi, les fusées des essieux doivent être du plus petit diamètre possible; mais, on ne peut descendre au-dessous d'une certaine limite, car l'essieu ne tarderait pas à se rompre sous l'influence des charges que lui transmet le véhicule.

Vient ensuite le travail résistant dû à l'action de la roue sur le sol, ou plutôt à la réaction que le sol exerce sur la roue; cette réaction agit de bas en haut, en sens inverse du mouvement et elle est légèrement inclinée sur la verticale.

Examinons quel est le travail résistant qu'elle produit : la roue, agissant par son poids sur le sol, le comprime, et le sol lui rend une compression égale et de sens contraire : la réaction du sol serait toujours nulle s'il était infiniment mou, elle serait toujours égale au poids de la charge, si le sol était infiniment roide; aucun de ces deux cas ne se présente dans la pratique. La réaction transmise par le sol à la roue est variable et va en augmentant tant que le sol se comprime; lorsqu'il est arrivé à son maximum de compression, sa réaction devient précisément égale à la charge totale de la roue. Si donc on appelle p la réaction variable du sol, et h l'enfoncement de la roue, l'intégrale de la quantité $(p.dh)$ don-

nera le travail résistant dû au contact du sol et de la roue ; cette intégrale peut s'écrire $\left(p.\frac{dh}{dp}dp\right)$ et elle doit s'étendre jusqu'à la valeur de p qui est égale au poids de la voiture.

Le terrain est d'autant plus roide que la réaction p croît plus rapidement avec l'enfoncement h ; en effet, dans un terrain infiniment mou, la réaction serait toujours nulle et h infini, dans un terrain infiniment roide p serait toujours égal au poids total de la roue et h constamment nul. Donc, plus le terrain sera roide, plus la réaction p croîtra rapidement avec h, moins $\frac{dh}{dp}$ sera grand pour chaque valeur de p, et plus l'intégrale précédente sera petite puisqu'elle ne doit se pousser que jusqu'à une valeur bien déterminée de p.

Conséquence : à charge égale et pour une forme donnée de roue, le travail résistant du sol et par suite le travail moteur du cheval sera d'autant moindre que le sol aura plus de roideur, c'est-à-dire qu'il s'enfoncera moins sous un poids donné.

Il ne faudrait pas croire, comme MM. Corréze et Manès, qu'un sol élastique puisse rendre à la roue le travail qu'il en a reçu ; le sol est toujours altéré, et, lors même qu'on supposerait que la compression ne dépasse pas les limites de l'élasticité, on ne peut pas faire les hypothèses nécessaires pour que le sol parfaitement élastique rende au corps qui le comprime le travail qu'il a reçu. Il faudrait d'abord admettre pour cela que la roue marche assez lentement pour qu'elle ne quitte point le sol qu'elle a comprimé avant que celui-ci ne soit revenu à sa position première, et admettre en outre que les ébranlements transmis au sol ne se propagent point. Or, tout le monde sait que les trépidations des voitures se font toujours sentir jusque dans les maisons voisines des routes. On ne peut donc espérer annuler le travail dû à la réaction du sol, on peut simplement le réduire comme nous l'avons vu plus haut, en augmentant la roideur.

Il est évident que le travail dû à la réaction du sol dépend non-seulement de la nature du terrain, mais encore de la forme de la jante ; plus cette jante sera d'un grand diamètre et d'une grande dimension transversale, plus elle appuiera sur une grande surface de terrain à mesure que la compression se produira, plus la réaction p du terrain sur la roue augmentera avec l'enfoncement h, et par conséquent moins le travail perdu sera grand, ainsi que nous l'avons montré par la formule précédente.

Coriolis étudie par l'analyse l'influence de la forme de la bande sur le travail résistant ; bien que son travail présente un haut intérêt, il présente quelques nuances délicates, et il ne saurait trouver place dans ce traité élémentaire, pour lequel les considérations précédentes sont déjà un peu ardues. En voici seulement le résultat :

Sur une chaussée à surface homogène, comme un empierrement, le travail résistant dû à la réaction du sol sur la roue est exprimé par la formule

$$\frac{a\sqrt[3]{P^4}}{\sqrt{L}\,\sqrt[5]{R^3}},$$

dans laquelle (a) est un coefficient qui varie en sens inverse de la roideur de la route ; P, la charge de la voiture ; L, la largeur de jante ; R, le rayon de la roue.

Cette formule est assez compliquée : elle montre que le travail varie en raison

inverse de la racine cubique du carré du rayon. Ce résultat n'est peut-être pas éloigné de la vérité, car il est intermédiaire entre les résultats expérimentaux obtenus par le général Morin et par Dupuit.

Ce qu'on peut dire, c'est qu'en réalité le travail résistant décroît quand la largeur de jante augmente et quand le diamètre de la roue augmente.

L'emploi des ressorts est d'autant plus avantageux que ces ressorts sont plus sensibles, c'est-à-dire qu'ils se compriment davantage pour un accroissement de force déterminé.

Lorsqu'une roue tombe d'un sommet dans un creux, la pesanteur détermine la formation d'une certaine quantité de force vive, qui trouve son équivalent dans le travail dû à la compression du sol et dans celui qui est dû à la compression des ressorts : le premier est très-nuisible, puisqu'il dégrade la route et détermine une réaction extérieure au véhicule, et, par suite, un travail résistant ; le second l'est beaucoup moins et ne peut compromettre que la solidité du véhicule si la limite d'élasticité du ressort vient à être dépassée. Le travail reçu par le ressort qui se comprime est rendu par le ressort qui se détend ; il en résulte une somme sensiblement nulle, et comme cette action se passe à l'intérieur du système, elle est sans influence sur le tirage. Il faut donc chercher à augmenter le plus possible la part de travail qui est absorbée par le ressort, et c'est pour cela que les ressorts les plus flexibles sont les meilleurs, puisqu'à pression égale ils se déforment davantage, et, par suite, produisent plus de travail.

Conclusion mathématique : ce qu'il faut rechercher pour diminuer le travail résistant, c'est : 1° une roideur aussi grande que possible pour la chaussée ; 2° une flexibilité aussi grande que possible pour les ressorts de suspension.

Nous avons cru devoir insister sur ces considérations théoriques présentées par Coriolis, car il nous semble qu'elles préparent mieux l'esprit aux résultats expérimentaux que nous allons maintenant exposer.

3° Expériences du général Morin. — Les expériences exécutées par le général Morin, de 1837 à 1842, par ordre des ministres de la guerre et des travaux publics, ont été faites avec le plus grand soin et dans les conditions les plus variées ; les résultats en sont consignés dans un gros recueil que nous allons parcourir afin d'en détacher les principaux résultats.

Rappel des notions sur le frottement de roulement. — Il convient d'abord de rappeler les notions sur le frottement de roulement que nous avons exposées à la page 215 de notre *Cours de mécanique.*

Il y a rotation simple d'une courbe sur une autre, lorsque ces deux courbes sont constamment en contact, et que les arcs parcourus sur l'une et l'autre courbe pendant un temps quelconque sont égaux en longueur.

Il y a rotation ou roulement simple d'une surface cylindrique sur un plan, lorsque la surface formée sur le plan par les génératrices successives de contact est exactement le développement de la surface cylindrique.

Il n'y a qu'une surface cylindrique qui puisse se mouvoir en ligne droite sur un plan par une rotation simple ; si la surface n'est pas cylindrique, le roulement est accompagné d'un glissement, ou, ce qui est la même chose, d'un pivotement. Ce pivotement se produit en particulier lorsqu'une roue à bandage cylindrique quitte une direction rectiligne pour une autre ; ainsi, une roue qui parcourt une courbe est soumise à un mouvement composé d'une rotation simple, et d'un pivotement autour de la verticale, lequel pivotement a pour effet de déplacer la roue d'un angle égal à l'angle au centre de la courbe.

Mais revenons au roulement simple ; voici comment on en a étudié les lois : sur

deux poutres parallèles, à faces bien horizontales, on place des cylindres que l'on charge plus ou moins à l'aide de boulets; lorsqu'on veut faire progresser par rotation les cylindres sur les poutres, il faut les solliciter par un poids supplémentaire qui leur est appliqué tangentiellement dans le sens du mouvement. Pour chaque cas particulier, on détermine par tâtonnement la valeur de ce poids supplémentaire nécessaire pour imprimer au rouleau un mouvement uniforme de rotation. Ce résultat obtenu, il est évident que le poids supplémentaire a pour effet d'équilibrer exactement les résistances passives dues au frottement de roulement, car, s'il était trop faible, le rouleau s'arrêterait, s'il était trop fort, le rouleau prendrait un mouvement uniformément accéléré.

Donc, le moment du poids supplémentaire, par rapport à l'axe du rouleau, est égal au moment de la force du frottement par rapport à ce même axe.

Appelons R la résistance du frottement, que nous supposerons appliquée tangentiellement à la circonférence du rouleau, dont r est le rayon; soit P la pression transmise par le rouleau à ses supports, et A un coefficient constant, on a la relation

$$R = A\frac{P}{r},$$

qui résume la loi du frottement de roulement.

De ses premières expériences, faites en vue de vérifier cette loi due à Coulomb, le général Morin tire les conclusions suivantes :

1° Sur les corps fibreux, comme le bois; sur les tissus spongieux, comme le cuir; sur les corps grenus, comme le plâtre, la résistance au roulement varie en raison inverse du diamètre des rouleaux. Cette résistance au roulement R est mesurée à la circonférence du rouleau; c'est la force qu'il faut appliquer tangentiellement au rouleau pour lui imprimer un mouvement uniforme.

2° Sur les corps compressibles, la résistance au roulement augmente quand la largeur de la zone de contact diminue.

3° Dans le roulement des cylindres sur les corps élastiques, tels que le caoutchouc, les profondeurs des impressions sont sensiblement proportionnelles aux pressions, tant que l'élasticité n'est pas altérée; la profondeur d'impression augmente quand la largeur du rouleau diminue; la réaction élastique, ou la vitesse du retour de la matière à sa forme primitive, après que l'impression s'est produite, cette réaction n'est pas toujours bien rapide, même avec le caoutchouc; à plus forte raison le sera-t-elle moins sur des chaussées empierrées, et il ne faut pas compter sur l'élasticité de celle-ci pour rendre aux roues une partie du travail qu'elles en ont reçu; sur les chemins de fer même, bien que la vitesse de retour des rails soit plus rapide, la vitesse du train est trop grande pour que le véhicule puisse récupérer le travail qu'il a transmis à la voie.

4° Sur les bois et sur les corps homogènes dont la pression altère l'élasticité, les expériences montrent que la résistance au roulement croît plus rapidement que la pression; les pavages en bois semblent donc convenir mieux aux routes parcourues par des voitures légères qu'à celles qui sont fréquentées par de gros chargements.

La loi de la proportionnalité du frottement de roulement à la pression, admise par Coulomb et par d'autres expérimentateurs ou théoriciens, n'est donc pas une loi générale et mathématique; elle n'est approximativement vraie que pour certains cas auxquels il convient d'en borner l'application.

Il n'existe pas de formule générale donnant la valeur du frottement de roule-

ment; dans la pratique, on peut se contenter de la formule de Coulomb :

$$R = A \frac{P}{r}$$

Pour des rouleaux de chêne parcourant des madriers de peupliers, les fibres du chêne étant perpendiculaires et celles du peuplier parallèles au mouvement. . . . A = 0.000876
Pour des rouleaux de chêne sur des bandes de cuir. . . . . A = 0,001895
— — sur du plâtre. . . . . A = 0,000821

Expériences sur le tirage des voitures. — Pour ses expériences sur le tirage des voitures, le général Morin s'est servi de trois genres d'appareils :

1° Un arbre en fonte, aux extrémités duquel on adaptait un plus ou moins grand nombre de poulies égales, de manière à faire varier la largeur de la zone de contact; la surcharge se composait d'un nombre variable de disques en fonte emmanchés sur l'arbre. Au moyen d'une traction constante déterminée par tâtonnement, on arrivait à imprimer à l'appareil un mouvement uniforme de rotation sur une terre argileuse bien damée comme une aire de grange, sur une couche de sable fin, sur des dalles, des pièces de bois, etc. Dans chaque cas, on calculait la résistance R, appliquée à la circonférence des poulies, en la prenant égale au poids moteur multiplié par le rapport inverse du diamètre de l'arbre au diamètre des poulies. On cherchait ensuite comment cette résistance variait avec la charge et avec les autres circonstances de l'expérience. C'est avec un appareil perfectionné que l'on mesurait les temps et les espaces;

2° Un arbre en fonte, surchargé de poids variables au moyen de disques égaux et portant deux roues formées d'un nombre variable de poulies, afin d'avoir des largeurs de jante variables; en changeant les poulies, on pouvait changer aussi le diamètre des roues. L'arbre est relié par ses extrémités à un cadre métallique sur lequel on attelle un ou plusieurs chevaux; la traction se transmet par l'intermédiaire d'un dynamomètre, muni d'un style ou crayon en contact avec une feuille de papier qui se déroule; c'est le système que nous avons déjà expliqué plusieurs fois; le mouvement du papier est proportionnel à celui de la roue, la flexion du ressort est proportionnelle à la traction, l'aire renfermée dans la courbe que trace le crayon mesure donc le travail;

3° Des voitures ordinaires dont le brancard ou le timon était relié à l'avant-train par l'intermédiaire d'un dynamomètre à styles. Cette transformation était facile, et c'est par ce moyen tout à fait pratique qu'on a procédé à la plus grande partie des expériences.

Les causes qui peuvent exercer sur l'intensité du tirage et sur la destruction des routes une influence régulière et notable, qu'il s'agissait d'étudier et de constater, sont :

1° La charge ou pression exercée sur le sol;
2° Le diamètre des roues;
3° La largeur des bandes des roues;
4° La vitesse de transport;
5° L'inclinaison de la ligne de traction;
6° La suspension ou l'élasticité plus ou moins parfaite du véhicule.

On étudiait séparément les effets de chacune de ces causes, en laissant constants les autres éléments du problème, et faisant varier seulement celui qu'on avait en vue.

De chacune des expériences résultait une valeur F du tirage ou de l'effort exercé par les chevaux sur le dynamomètre; cette valeur correspondait à des

valeurs déterminées de l'inclinaison i du sol sur l'horizon, de l'inclinaison α de la ligne du tirage sur le sol, du poids total P de l'arbre et de sa surcharge, du poids p du cadre et du brancard qui sert à traîner l'appareil (ce poids s'exerce sur les tourillons ou fusées de l'extrémité de l'arbre). Appelons en outre h la pente totale du sol sur la longueur parcourue, L' la longueur parcourue, et f le coefficient du frottement qui s'exerce au contact des tourillons de l'arbre et du cadre; on a la relation $\sin i = \frac{h}{L}$. La pression totale transmise au sol par les roues est $(P+p)$, le poids p est constant; c'est P que l'on peut faire varier.

Appliquons l'équation du travail mécanique au mouvement du véhicule sur le sol:

La puissance F agit sur une longueur L, et elle fait, avec la direction de cette longueur, un angle α; son travail est donc égal à $F L \cos\alpha$, c'est le travail moteur;

Le travail résistant comprend: 1° celui qui est dû à la pesanteur, et qui est égal au poids multiplié par la hauteur de chute (voir la page 136 du *Cours de mécanique*, c'est-à-dire $(P+p)h$; 2° le travail dû à la réaction que le sol exerce sur la roue: appelons R cette réaction ou frottement de roulement que nous supposons appliquée tangentiellement à la circonférence de la roue dont r est le rayon; la bande de la roue se développant exactement sur le sol, le point d'application de R parcourt la distance L, et le travail de cette force est R L; 3° le travail dû au frottement du tourillon de l'arbre dans le cadre; ce tourillon est soumis à deux forces, le tirage F, qui fait l'angle $(\alpha+i)$ avec l'horizon, et le poids ou force verticale p; la résultante de ces deux forces est normale à la circonférence du tourillon, elle est le troisième côté d'un triangle dont F et p sont les deux autres côtés, qui font entre eux un angle égal à $(\alpha+i)$; la résultante est donc égale à

$$\sqrt{F^2+p^2-2Fp\sin(\alpha+i)},$$

et si on la multiplie par le coefficient f, on aura la force tangentielle de frottement appliquée au tourilllon; le chemin parcouru par son point d'application est égal au chemin L parcouru par la roue, multiplié par le rapport du rayon ρ du tourillon au rayon r de la roue; le travail dû à cette force a donc pour valeur l'expression

$$L.\frac{f\rho}{r}\sqrt{F^2+p^2-2Fp\sin(\alpha+i)}.$$

Le mouvement du véhicule est maintenu sensiblement uniforme pendant la durée de l'expérience, et la variation des forces vives du système est nulle. Donc l'équation du travail s'obtient en égalant le travail moteur au travail résistant, ce qui donne

$$F.L.\cos\alpha = \pm(P+p)h + RL + \frac{f\rho L}{r}\sqrt{F^2+p^2-2Fp\sin(\alpha+i)},$$

d'où l'on tire

$$R = F\cos\alpha \mp (P+p)\frac{h}{L} - \frac{f\rho}{r}\sqrt{F^2+p^2-2Fp\sin(\alpha+i)}.$$

L'influence du dernier terme est très-faible; il atteint sa valeur maxima pour $i=0$; or, d'ordinaire, tang $\alpha=0,262$ et sin $\alpha=0,255$, $\frac{\rho}{r}=0,002$, $f=0,065$; faisant le calcul avec ses données, on voit que la résistance due au frottement du tourillon est toujours inférieure à 2 pour 100 du tirage F.

Négligeons donc le dernier terme, et faisons cos $\alpha=0,967$, ce qui correspond aux données de l'expérience; la formule se réduira à

$$R=0,967\,F\mp(P+p)\frac{h}{L}$$

Pour chaque expérience on connaît h, L, P, p, et le dynamomètre fournit F; on calcule donc R, que l'on peut représenter par une ordonnée à une échelle déterminée. Ceci posé, choisissons deux axes rectangulaires ox et oy, sur l'axe des x portons les valeurs successives de l'élément que l'on fait varier, par exemple la charge $(P+p)$; à l'extrémité de chacune de ces valeurs élevons une ordonnée représentant la valeur correspondante de R; nous déterminerons ainsi une série de points situés sur une courbe, et de la forme de la courbe nous déduirons la loi qui règle le rapport entre la résistance R et l'élément variable. Si, par exemple, la courbe obtenue est une ligne droite, c'est que la résistance varie proportionnellement à l'élément variable.

Il va sans dire que la formule précédente s'applique à des routes à pente faible, sur lesquelles le mode d'action du cheval ne diffère guère de ce qu'il serait en terrain plat.

Sans entrer dans le détail des tableaux d'expériences présentés par le général Morin, il nous suffira d'en avoir exposé le principe, et nous nous contenterons de reproduire ici les conclusions de la première série d'expériences :

« 1° La résistance opposée au roulement des voitures de tout genre par les routes en empierrement solide ou pavées, et rapportée à l'axe de l'essieu dans une direction parallèle au terrain, est sensiblement

Proportionnelle à la pression,
Et inversement proportionnelle au rayon des roues.

2° Les dégradations produites par les voitures sur les routes sont d'autant plus grandes que les roues sont plus petites.

D'où il suit que l'industrie des transports doit chercher à donner à ses voitures les plus grandes roues possibles, et que, dans l'intérêt du service public, d'accord avec celui de cette industrie, la législation doit favoriser l'emploi des grandes roues, en permettant des chargements croissant avec le diamètre des roues dans un rapport qu'il conviendra d'ailleurs de combiner avec les conditions de stabilité et de sûreté.

3° Sur les chaussées pavées ou en empierrement, la résistance est, à très-peu près, indépendante de la largeur de la bande de roue, dès qu'elle a atteint $0^m,08$ à $0^m,10$ de largeur.

4° Sur les terrains compressibles, tels que les terres, les sables, le gravier, les rechargements en matériaux mobiles et les routes neuves en empierrement, la résistance au roulement décroît à mesure que la largeur des bandes augmente, dans un rapport qui dépend de la nature du terrain.

Il en résulte que, sur les chaussées pavées, il n'y a aucun avantage, ni pour l'industrie ni pour l'État, à employer de larges jantes. Il suffit qu'elles aient les

dimensions exigées pour la solidité de la voiture; et, sur les routes ordinaires en empierrement, il est inutile d'employer des largeurs de jante de plus de 0m,10 à 0m,12.

5° Sur les terrains mous, tels que les terres, le sable, les accotements en terre, en bon état ou avec ornières, les rechargements épais de gravier sur des sols durs, ou les rechargements de 0m,14 à 0m,16 d'épaisseur sur les accotements des routes, la résistance est indépendante de la vitesse pour les voitures suspendues ou non suspendues.

6° Au pas, sur toutes les routes, et même sur le pavé en bon état, la résistance est sensiblement la même pour les voitures suspendues ou non suspendues.

7° Sur les routes en empierrement et sur le pavé, la résistance croît avec la vitesse, de manière que ses accroissements sont à peu près proportionnels à ceux de la vitesse, à partir de celle d'un mètre en une seconde.

L'augmentation est d'autant moindre que la voiture est moins rigide, mieux suspendue et la route plus unie. Elle est assez faible entre les vitesses du pas et du grand trot pour les diligences des messageries bien suspendues, sur les routes en empierrement en très-bon état, qui n'offre pas de cailloux à fleur du sol.

8° Sur un bon pavé en grès, bien serré et bien uni, tel que celui de Metz, la résistance au pas n'est que les trois quarts environ de celle qu'offrent les meilleures routes en empierrement, et pour les voitures bien suspendues, la résistance au grand trot, sur un bon pavé, est la même que sur une route en empierrement en bon état. Mais quand le pavé n'est pas très-bien entretenu, ou quand ses éléments sont séparés par des joints trop larges, comme il arrive avec celui de Paris, la résistance au trot est moindre sur les bonnes routes en empierrement que sur le pavé, même pour les voitures le mieux suspendues.

9° L'inclinaison du tirage correspondante au maximum d'effet utile doit, en général, croître avec la résistance du sol et être d'autant plus grande que le rayon des roues de l'avant-train est plus petit; ce qui, sur les routes ordinaires, conduit à se rapprocher de la direction horizontale, autant que la construction de la voiture le permet. »

Les conclusions précédentes ne parurent pas toutefois suffisammest justifiées par l'observation, et le ministre des travaux publics demanda au général Morin de procéder à une nouvelle série d'expériences, à l'effet de résoudre les questions suivantes :

Les dégradations produites sur les routes sont-elles en raison inverse des largeurs de jantes, à poids égal?

Peut-on permettre des chargements proportionnels aux largeurs de jantes?

Les dégradations sont-elles en raison inverse des diamètres des roues?

Peut-on permettre des chargements proportionnels aux diamètres des roues?

Une file de chariots comtois [1], qui porte le même chargement qu'un gros chariot de roulage, dégrade-t-elle plus la route que ce dernier?

Quelle est la marche des dégradations sur les routes à divers états d'entretien?

Voici les réponses du savant expérimentateur :

[1] On désignait sous le nom de chariots comtois les petits chariots à un cheval en usage en Franche-Comté ; ils possédaient des roues minces et légères, avec un essieu en bois et de longs brancards au milieu desquels la charge était placée ; le poids mort de ces véhicules était peu considérable.

1° La loi de la proportionnalité des chargements aux largeurs des bandes de roue, admise dans l'hypothèse d'une répartition uniforme de la pression sur toute la largeur correspondante à celle de la bande, et introduite comme base fondamentale des tarifs de chargements dans l'intérêt de la conservation des routes, n'est pas exacte, et, avec les chargements réglés suivant cette loi, les voitures à larges jantes dégradent plus les routes que les voitures à jantes étroites.

2° A chargement égal, les roues à jantes étroites de $0^m,060$ produisent sur les routes en empierrement des dégradations plus considérables que les roues à jantes de $0^m,115$ et de $0^m,165$; mais il y a peu de différence entre les dégradations produites par des roues de ces deux dernières dimensions; par conséquent il y a peu d'avantages pour la conservation des routes à employer des jantes plus larges que $0^m,115$.

Si les jantes d'une grande largeur n'offrent pas d'avantages sur les routes en empierrement, il en est à plus forte raison de même sur le pavé. En outre, le ballottement continuel qu'éprouvent les roues très-larges en passant d'un pavé à un autre produit des chocs nuisibles à la conservation des routes.

3° Sur un chariot à quatre roues de $0^m,060$ de largeur et de $1^m,30$ de diamètre à l'avant-train et $1^m,50$ au train de derrière, on peut, sans qu'il en résulte des dégradations trop considérables pour les routes en bon empierrement, charger un poids de 2,400 kilog. dans une saison variable; dans les saisons des pluies continuelles et sur des routes de même nature, toujours mouillées, on peut charger 1,800 kilog. sur des voitures semblables.

4° A chargements égaux et à largeurs égales des bandes de roue, les voitures à grandes roues dégradent moins les routes que les voitures à petites roues.

La loi doit donc favoriser autant que possible les charrettes à grandes roues, et tendre à faire augmenter le diamètre des roues des chariots. Dans ce but, on pourrait d'abord limiter à 1 mètre la hauteur inférieure des roues de devant des voitures dont l'avant-train doit, en tournant, passer sous les brancards. Cette limite est déterminée par la nécessité de ne pas élever trop haut le centre de gravité du chargement. De la dimension des roues de devant dépendent ensuite la hauteur des brancards, celle de l'essieu de derrière, et par conséquent le diamètre des roues de derrière, que l'industrie tendra naturellement à augmenter autant que possible pour diminuer le tirage.

5° Un chargement de 2,465 kilog. par train transporté par un chariot à roues de $2^m,029$ de diamètre sur $0^m,115$ de large, sur une route en bon empierrement, n'y occasionne pas de dégradations notables, même quand cette route est presque constamment mouillée, et comme, d'une autre part, un chargement de 5,000 kilog. porté par une charrette à roues de $0^m,165$ de largeur et de $1^m,85$ de diamètre et un chargement de 7,935 kilog. porté sur un chariot à quatre roues de $0^m,16$ de largeur et $1^m,011$ de diamètre à l'avant-train et $1^m,73$ à l'arrière, produisent des dégradations considérables; on voit qu'il serait à désirer, dans l'intérêt de la conservation des routes, que les chargements des voitures n'excédassent pas 3,500 à 4,000 kilog. par train.

6° Un chargement de 1,800 kilog. par train sur un chariot à roues de $0^m,06$ de largeur sur une route en bon empierrement, mais constamment mouillée, y produit des dégradations assez considérables : d'où il suit que, pour pouvoir laisser porter aux charrettes à un seul cheval les chargements d'environ 2,000 kil. nécessaires pour que leur emploi puisse être avantageux au commerce, il faut qu'elles aient des roues de $0^m,07$ de largeur de jante au moins.

7° La répartition des charges sur deux ou plusieurs trains, produisant celle de de la pression sur le sol, contribue à diminuer les dégradations.

Le transport de 7,000,000 kil. exécuté par des voitures comtoises à jantes de 0^{m},06 pesant chacune 1,800 kilog., et marchant en convoi par quatre, produit moins de dégradations sur une route toujours mouillée que celui du même poids par des chariots de roulage à roues de 0^{m},165 de largeur, et chargés de 7,935 kilog., véhicule compris; et le transport du même poids sur des charrettes à roues de 0^{m},165 de largeur, chargées de 5,009 kilog., produit plus de dégradations que quand il est effectué par les deux genres de voitures précédentes.

Par conséquent, dans l'intérêt de la conservation des routes, la loi doit favoriser l'emploi des voitures à un cheval, marchant par convois, soit du genre des comtoises, soit du genre des charrettes dites maringottes.

8° La charge de 8,000 kilog. produisant, sur une route en empierrement continuellement mouillée, des dégradations considérables, il s'ensuit qu'elle doit être regardée comme une limite trop élevée qu'il convient d'abaisser.

9° Les voitures suspendues allant au trot à des vitesses de 2^{l},9 à 3^{l},25 à l'heure, avec des chargements de 5,000 kilog., sur des routes en empierrement de gravier continuellement mouillées, ne produisent pas plus de dégradations que des voitures exactement pareilles, mais non suspendues, allant au pas.

Par conséquent, dans l'intérêt des routes, il n'y a aucune raison de limiter les chargements de ces voitures à des poids inférieurs à ceux du roulage ordinaire.

Il y aurait d'ailleurs avantage à fixer, pour limites inférieures des diamètres des roues, 1 mètre à 1^{m},10 pour celles de l'avant-train, et 1^{m},50 à 1^{m},60 pour celles du train de derrière, sans que cela gênât la construction.

Tel est le résumé des expériences du général Morin, qui, comme on le voit, ont conduit à des résultats fort intéressants.

Pour terminer, nous donnerons, d'après le général Morin, un tableau des rapports qui existent entre le tirage et la charge totale pour les différents terrains et véhicules :

DÉSIGNATION ET ÉTAT DU TERRAIN PARCOURU.	CHARIOTS D'ARTILLERIE.	CHARIOTS DE ROULAGES.	CHARRETTES.	DILIGENCES ET VOITURES A TRAINS SUSPENDUS.
Pelouse en gazon, détrempée par la fonte des neiges.	1/8	»	»	»
Pelouse en gazon ferme.	1/20	»	»	»
Pelouse en gazon très-sèche.	1/24	»	»	»
Accotement en terre, en bon état, sec.	1/50	1/27	1/40	1/26
Accotement ou route couverte de neige, non frayée..	1/16	1/15	1/21	1/13
Sol en terre ferme recouverte d'une couche de sable ou gravier fin de 0,10 à 0,15 d'épaisseur.	1/8	1/8	1/12	1/7
Route en empierrement, très-sèche et très-unie.	1/54	1/50 à 1/58	1/66 à 1/83	1/47 au pas. 1/40 au trot.
Route en empierrement, un peu humide et poussiéreuse, avec quelques cailloux saillants.	1/38	1/35 à 1/41	1/47 à 1/58	1/35 au pas. 1/25 au trot.
Route en empierrement, solide avec frayé léger et boue molle..	1/30	1/27 à 1/31	1/36 à 1/45	1/26 au pas. 1/20 au trot.
Route en empierrement, solide avec ornières et beaucoup de boue..	1/24	1/22 à 1/25	1/29 à 1/36	1/21 au pas. 1/17 au trot.
Route en empierrement, avec détritus et boue épaisse.	1/20	1/18 à 1/21	1/25 à 1/31	1/18 au pas. 1/15 au trot.
Route en empierrement, très-dégradée, ornières profondes de 0,05 à 0,08, boue épaisse. . . .	1/16	1/14 à 1/16	1/19 à 1/25	1/13 au pas. 1/11 au trot.
Route en empierrement, très-mauvaise, ornières profondes de 0,10, boue épaisse, fond dur et inégal.	1/14	1/12 à 1/15	1/17 à 1/21	1/12 au pas. 1/10 au trot.
Chaussée en pavé de grès de Sierk, très-uni et serré.	1/70	1/64 à 1/75	1/86 à 1/107	1/62 au pas. 1/36 grand tro.
Chaussée en pavé de grès de Fontainebleau, en état ordinaire, sec.	1/65	1/59 à 1/69	1/80 à 1/100	1/57 au pas. 1/38 au trot.
Chaussée en pavé en état ordinaire mouillé et couvert de boue..	1/50	1/46 à 1/55	1/61 à 1/76	1/44 au pas. 1/35 au trot.
Tablier de pont en madriers..	1/46	1/42 à 1/49	1/71	1/41 au pas et au trot

Avec ce tableau, connaissant le tirage qu'un attelage est capable d'exercer, on calculera la charge totale que cet attelage est susceptible de traîner ; il suffira pour cela de multiplier le tirage par l'inverse du rapport inscrit au tableau dans la colonne qui convient aux circonstances où l'on se trouve.

Lorsque les voituriers jouissent de toute latitude, voici les chargements maximums qu'ils traînent en pays de plaine.

	EN HIVER.	EN ÉTÉ.
Chariot comtois à 1 cheval	1.800 kilogr.	2.000 kilogr.
Chariot à 4 roues à 2 chevaux	2.400	2.800
— 4 chevaux	4.800	5.200
— 6 chevaux	7.200	9.100
Charrette à 1 cheval	1.800	2.500
— 2 chevaux	3.500	4.000
— 3 chevaux	4.500	5.000

Les expériences du général Morin avaient servi à fixer par une loi les dimensions des véhicules et le poids limite des chargements qui pouvaient être autorisés à parcourir les routes. Nous rappelons au lecteur qu'on établissait alors sur les routes des ponts à bascule, destinés à vérifier le poids total des véhicules. Cette législation, qui prêtait beaucoup à la fraude, et dont le plus grave inconvénient était d'apporter une entrave considérable à la circulation, a fort heureusement disparu.

4° Expériences de Dupuit. — Les expériences du général Morin furent acceptées avec confiance par le monde scientifique. Cependant, elles furent bientôt énergiquement attaquées par un ingénieur des ponts et chaussées, le savant et regretté Dupuit, qui, s'armant de ses propres expériences, de la théorie et des observations vulgaires sur le roulage, arriva à formuler sur le tirage des voitures des lois qui présentent une différence notable avec celles que nous avons résumées au paragraphe précédent.

Dupuit relève d'abord de nombreuses erreurs de calcul dans les tableaux du général Morin, et laisse à entendre que ces erreurs en supposent forcément beaucoup d'autres dans les calculs préparatoires, dont les résultats seuls sont portés sur les tableaux ; il remarque que les chiffres obtenus s'écartent beaucoup de ceux que donne la proportionnalité de la charge au diamètre, et que les différences vont jusqu'à 28 p. 100 ; que les expériences sont faites avec des voitures à quatre roues, et qu'on suppose que le tirage est indépendant de la répartition de la charge, ce qui est faux pour le mouvement en ligne droite, car, les roues de derrière, suivant le frayé des roues de devant, ont un coefficient de frottement beaucoup moindre ; il observe que le général Morin commet une erreur grave pour apprécier le frottement à l'essieu, que son coefficient $f = 0,05$ est beaucoup trop faible et doit être porté à 0,12 ; qu'il faut prendre pour le chemin parcouru à chaque tour non le diamètre de la fusée, mais celui de l'intérieur du moyeu, car il y a toujours un jeu notable entre la fusée et le moyeu ; il fait remarquer que, pour la loi de la proportionnalité du tirage aux diamètres, le général Morin compare des expériences faites sur des terrains différents et sur des parcours très-différents aussi, ce qui enlève toute certitude aux résultats et peut les fausser complétement. En ce qui touche les rechargements de gravier, M. Dupuit observe

que le tirage sur ces rechargements est essentiellement variable d'un point à l'autre, suivant le plus ou moins de compression que le mélange a subi. En ce qui concerne les expériences relatives à l'influence de la largeur des bandes, M. Dupuit blâme le système adopté par M. Morin, qui consiste à faire varier la largeur de la bande en accolant plusieurs poulies; ce système a l'inconvénient de modifier à la fois la pression et la largeur de bande, de sorte qu'il est difficile de faire dans les résultats la part de ces deux causes; du reste, dès que la largeur de la jante a une influence sur la valeur du tirage, celui-ci ne peut plus être proportionnel à la pression, car, si la largeur de la bande diminue le tirage, ce ne peut être qu'en diminuant la pression transmise au sol par unité de surface.

Après toutes ces objections, M. Dupuit refit les expériences du général Morin avec les propres appareils de celui-ci; tout d'abord il s'était servi de voitures ordinaires traînées par des hommes et il interposait une simple romaine entre les brancards et les voitures; mais, comme on contestait l'exactitude de pareils moyens, il eut recours aux dynamomètres à compteur de son adversaire, et il les plaça, non pas directement derrière l'attelage, mais à l'arrière d'une voiture spéciale sur laquelle s'opérait directement la traction. La voiture à expérimenter était attachée à celle-ci au moyen de l'anneau du dynamomètre, de sorte que cet instrument n'éprouvait que le tirage de cette dernière voiture. Cette disposition présente plusieurs avantages importants : elle permet d'expérimenter toute espèce de voitures sans monter et démonter le dynamomètre, ce qui est essentiel pour les routes où les circonstances atmosphériques font varier le tirage d'une manière assez sensible pour que des expériences faites à de trop longs intervalles de temps ne soient plus comparables; elle permet de prendre pour la transmission du mouvement des roues au dynamomètre toutes les précautions nécessaires pour qu'elle soit continue et régulière; enfin elle rend le calcul du tirage plus facile et moins sujet à erreur parce que c'est le même coefficient qui sert dans toutes les expériences. C'est, au reste, une disposition analogue à celle adoptée, dans les expériences sur le tirage des chemins de fer, par Clapeyron, qui a été le premier à réaliser l'idée ingénieuse de Poncelet, d'après lequel sont construits ces instruments.

Enfin, M. Dupuit étudia d'une manière générale la résistance au roulement des cylindres par une méthode fort ingénieuse que l'on comprendra sans peine si l'on veut se reporter à la figure 1 de la planche I. Il plaçait les rouleaux ou paires de roues au sommet d'un plan incliné de hauteur h et les laissait tomber par leur propre poids; si P est le poids du mobile, le travail développé par la chute est Ph; le corps roulant, arrivé au bas du plan incliné qui se raccorde par une courbe avec un plan horizontal, continue son mouvement sur ce dernier plan; mais ce mouvement est peu à peu arrêté par les résistances, et le mobile finit par s'arrêter après avoir parcouru un espace S depuis son point de départ. Si R est la résistance éprouvée pour l'unité de poids, la résistance éprouvée par le poids P sera RP, en admettant la proportionnalité de la résistance aux pressions, proportionnalité qui est parfaitement prouvée; le travail des résistances sera RPs, et l'équation du travail, qui consiste à égaler le travail moteur au travail résistant, donnera

$$Ph = RPs \quad \text{ou} \quad R = \frac{h}{s};$$

prenant les racines carrées du diamètre D des rouleaux, et faisant le produit $R\sqrt{D}$, M. Dupuit trouva toujours pour ce produit un nombre constant, ce

qui prouve que les résistances au roulement varient en raison inverse des racines carrées des diamètres, et non en raison inverse de ces diamètres mêmes, comme l'avaient affirmé Coulomb et le général Morin.

A l'appui de cette loi expérimentale, Dupuit donna une théorie mathématique nouvelle du frottement de roulement : mais, l'exposé de cette théorie sortirait de notre cadre, et nous nous contenterons de résumer ici les résultats des expériences de l'habile ingénieur :

Sur les routes en empierrements et sur les surfaces unies en général :

Le tirage est proportionnel à la pression,
— indépendant de la largeur de la bande,
— en raison inverse de la racine carrée du diamètre,
— indépendant de la vitesse.

Le tirage, c'est-à-dire la force horizontale pour faire rouler en plaine un véhicule de poids P, est donc exprimé par la formule

$$T = \rho \frac{\sqrt{2R}}{P},$$

dans laquelle la constante ρ, qui ne varie qu'avec les surfaces, exprime elle-même une relation entre la compressibilité de la surface et son élasticité.

Cette constante ρ se détermine par la relation

$$\rho = \frac{3}{8} \frac{\varepsilon}{\sqrt{\varepsilon'}},$$

dans laquelle ε' est l'enfoncement instantané qui se produit sous l'influence d'une pression et ε l'empreinte qui reste à la surface après le passage du véhicule.

Sur les chaussées pavées, M. Dupuit reconnaît que les lois précédentes se modifient en ce qui touche les phénomènes accessoires : le tirage est toujours proportionnel à la pression, et inversement proportionnel à la racine carrée du diamètre, mais il augmente avec la vitesse, et cela se conçoit, car à la compression de la route viennent s'ajouter des chocs continuels ; la largeur de la bande diminuerait le frottement, jusqu'à ce que cette largeur ait atteint une certaine limite ; la suspension diminuerait d'autant plus le tirage sur le pavé qu'elle est plus complète et que la vitesse est plus considérable, tandis que sur un empierrement uni la suspension n'influerait pas sur le frottement.

Nous voilà donc en présence de résultats contradictoires, présentés par deux hommes éminents. Lequel faut-il croire?

Après un examen impartial de la question, nous n'hésitons pas à nous rallier aux idées de M. Dupuit, qui nous paraissent plus conformes à la théorie mathématique et aux habitudes instinctives du roulage.

Ainsi, supposons que la largeur de la bande ait une influence sur le tirage : si en la doublant le tirage diminuait de moitié, c'eût été une disposition par trop avantageuse pour qu'elle fût restée si longtemps ignorée, et jamais le législateur n'aurait eu besoin d'avoir recours aux sanctions pénales pour la prescrire. Si l'industrie du roulage a toujours cherché à augmenter ses chargements et à diminuer ses bandes, c'est qu'elle savait, préalablement à toute expérience scientifique, que le tirage était proportionnel à la charge et indépendant de la largeur

des bandes ; que, par conséquent, plus elle chargeait ses voitures et diminuait ses bandes, plus elle augmentait le poids utile transporté.

A l'aide de nombreux tâtonnements, le hasard fait toujours rencontrer à la longue les procédés les plus économiques et les plus avantageux pour les industries anciennes, et, lorsque la science vient à s'en occuper, elle n'a plus qu'à les constater et à les expliquer.

Ainsi, en admettant la loi de Coulomb que le tirage est inversement proportionnel au diamètre, on ne pourrait s'expliquer l'usage de ces camions à petites roues dont on se sert pour transporter les colis des gares à domicile. Leurs roues n'ont souvent que 0,40 à 0,50 de diamètre, et, d'après la loi, leur tirage devrait être presque quatre fois plus fort à poids égal que pour des voitures ordinaires ; on sait que sur ces voitures on donne à traîner à un cheval de 1,000 à 1,200 kilogrammes ; avec le camion, un cheval ne traînerait donc que 250 à 300 kilogrammes ; le poids du camion seul est souvent supérieur à ce chiffre. Conclusion : notre point de départ est faux, et le tirage croît bien moins vite que la raison inverse du diamètre.

Rappelons du reste que dans son travail théorique cité plus haut, Coriolis trouve que le tirage varie en raison inverse de la puissance $\frac{2}{3}$ du diamètre ; ce résultat est plus approché de celui de Dupuit que de celui du général Morin, car il y a moins loin de la puissance $\frac{2}{3}$ à la puissance $\frac{1}{2}$ que de la puissance $\frac{2}{3}$ à la puissance 1.

Une autre observation de la plus haute importance est faite par Dupuit, au sujet des coefficients de tirage, donnés par M. Morin, et que nous avons réunis dans un tableau jusqu'aux expériences de M. Morin ; les évaluations du tirage n'étaient jamais descendues au-dessous de $\frac{1}{50}$ de la charge, c'est-à-dire 20 kilogrammes par tonne. Nous n'avons jamais trouvé dans nos expériences, dit M. Dupuit, au-dessous de 22 kilogrammes. Eh bien, M. Morin, sur une route un peu caillouteuse, pour un chariot ayant des roues de $1^m,56$, trouve moins de $\frac{1}{72}$, moins de 14 kilogrammes ! Si cette expérience, avec laquelle les autres expériences de M. Morin sont d'accord, est exacte, on peut en tirer des conséquences aussi extraordinaires qu'importantes :

1° Comme le travail journalier qu'on peut demander à un cheval, déterminé par des expériences de manèges dans lesquels on fait soulever des poids, est de 30 à 45 kilogrammes, il s'ensuit que le roulage, qui met ordinairement un cheval par tonne, pourrait facilement en supprimer la moitié, nous pourrions même dire les deux tiers, car ce tirage de 14 kilogrammes pour les roues de $1^m,56$ se réduit à 10 kilogrammes pour des roues de 2 mètres, suivant la loi de M. Morin ; il va sans dire qu'on suppose les pentes des routes corrigées en conséquence.

2° Puisque le roulage peut n'avoir qu'un tirage de 10 kilogrammes par tonne sur les routes en empierrement, il s'ensuit que les chemins de fer sur lesquels le tirage est encore de 5 kilogrammes réduisent à peine les frais de traction de moitié au lieu de $\frac{5}{6}$ comme on l'avait cru jusqu'à présent. Rien même ne serait si facile que d'avoir sur les routes ordinaires à peu près le même tirage que sur les chemins de fer. Il suffirait d'exécuter la chaussée en pavés de Metz sur lesquels le tirage n'est, suivant M. Morin, pour les roues de $1^m,56$ que de $\frac{1}{87}$; sur cette surface, des roues de triqueballe résoudraient ce problème.

Les quelques lignes qui précèdent porteront dans tous les esprits un grand doute sur l'exactitude des coefficients de tirage donnés par le général Morin, et le doute s'accentuera encore si l'on fait avec M. Dupuit la remarque suivante :

Si le tirage n'est que de $\frac{1}{72}$ pour un chariot d'artillerie avec des roues de $1^m,56$, qu'on le place sur une pente de 0,014 [qui donne précisément pour la résultante de la pesanteur parallèle à la pente une valeur de $\frac{1}{72}$ de la charge totale] et qu'on voie si la pente suffit pour le faire descendre une fois lancé; si cette pente ne suffit pas, qu'on répète l'expérience sur des pentes plus fortes, et on sera bien vite convaincu qu'il n'y a pas de voitures et pas de routes en empierrement sur lesquelles on puisse obtenir un mouvement spontané, à moins d'une pente de 0,02 par mètre, c'est-à-dire du cinquantième.

Pour toutes ces raisons, bien que nous ayons cru devoir donner le tableau des coefficients de tirage du général Morin, nous engageons le lecteur à se servir plutôt des coefficients ci-après qui nous paraissent conformes aux faits de la pratique :

1° Sur les chaussées d'empierrement, le tirage pour une pression de 1,000 kilogrammes est de 77 kilogrammes d'après Rumfort, de 62 d'après Gordon, de 29 d'après Coste et Perdonnet, de 22 d'après Navier.

2° Sur les chaussées pavées, le tirage pour une pression de 1,000 kilogrammes est de 55 kilogrammes d'après Rumfort, de 40 kilogrammes au pas et de 71 kilogrammes au trot d'après Navier, de 33 kilogrammes d'après Coste et Perdonnet.

Ces nombres donnés dans l'ordre chronologique vont sans cesse en décroissant; cela tient sans doute au perfectionnement continu des véhicules et des chaussées.

Dans l'état actuel des choses, voici les nombres qu'il convient d'adopter suivant nous

TABLEAU DES COEFFICIENTS DE TIRAGE.

VOITURES.	DIAMÈTRE DES ROUES.	LARGEUR DES BANDES.	RAPPORT DU TIRAGE A LA PRESSION SUR		
			EMPIERREMENT UNI AU PAS ET AU TROT.	PAVÉ	
				AU PAS.	AU TROT.
Charrette.	1.82	0.05	0.032	0.0210	0.028
Tombereau.	1.83	0.075	0.031	0.0205	»
	1.89	0.11	0.030	0.0176	»
	1.90	0.14	0.030	0.0166	»
Voiture de roulage. . . .	1.96	0.17	0.029	0.0177	»
Cabriolet.	1.48	0.05	0.036	0.0240	0.034
Char à bancs.	1.50	0.05	0.036	0.0300	0.037
	0.86	0.05	0.036	0.0300	0.037
Diligences.	1.50	0.13	0.029	0.0160	0.020
	0.95	0.13	0.029	0.0160	0.020

Ainsi, sur un empierrement uni, la charge de 1,000 kilogrammes exige pour son transport :

Par une voiture de roulage un effort de. . . .	30 kilogrammes.
Par une diligence.	30 —
Par une voiture de luxe.	36 —

Sur les chaussées pavées le même poids exige :

Par une voiture de roulage..	17 kilogrammes.
Par une diligence au trot..	20 —
Par une voiture de luxe..	34 à 37 —

L'avantage du pavé, très-considérable pour une voiture de roulage, l'est donc un peu moins pour une diligence, et se réduit presque à rien pour les voitures de luxe.

Si l'on voulait encore simplifier la question par des chiffres moyens, on pourrait par 1,000 kilogrammes admettre un tirage de

30 kilogrammes sur les chaussées d'empierrement,
et de 20 — — pavées.

Sur des dalles parfaitement dressées, le tirage ne serait guère que de 6 kilogrammes par tonne d'après quelques expériences, c'est-à-dire quelque chose de comparable à ce qu'on obtient sur les chemins de fer. Les chaussées en asphalte doivent exiger un effort supérieur à celui des dalles, car elles sont beaucoup plus compressibles; en l'absence de toute expérience, nous pensons que l'on pourrait admettre un tirage de 10 kilogrammes par tonne.

Ainsi d'après les données précédentes, les tirages respectifs que présentent les chemins de fer, les chaussées pavées et les chaussées empierrées sont entre eux comme 5, 20, 30, ou plus simplement comme 1, 4, 6. L'avantage de ces diverses chaussées est loin d'augmenter en raison de la dureté respective des sols, qui varie comme les nombres 1, 15, 36.

M. Dupuit fait remarquer qu'en effet le frottement à l'essieu est toujours le même; que le diamètre des roues sur les chemins de fer étant plus petit (moitié environ des roues des voitures ordinaires) ce frottement à l'essieu est au contraire tellement augmenté qu'il peut être évalué sur les chemins de fer aux $\frac{2}{5}$ de la résistance totale, tandis qu'il se réduit au $\frac{1}{8}$ sur les routes ordinaires; qu'en conséquence la question de la division de la charge, afin de pouvoir diminuer la force et partant le diamètre de l'essieu, est d'une importance infiniment moindre sur les routes ordinaires que sur les chemins de fer, et qu'il en est de même de la question des diamètres des roues puisque cette dimension a sur les chemins de fer une bien plus grande influence pour diminuer le tirage total.

Enfin M. Dupuit tire de ses résultats expérimentaux la conclusion suivante :

« Attendu qu'il y a entre le tirage d'une route et la pente maximum une liaison directe ; attendu en effet qu'une pente sur laquelle on est obligé d'enrayer cesse d'offrir à la descente et au profit du roulage une addition de puissance égale à la dépense de force qu'il avait fallu subir à la montée, on ne doit jamais admettre de pente plus forte que le rapport du tirage à la pression, c'est-à-dire qu'en partant des chiffres 6, 4 et 1 susmentionnés, les pentes maximum doivent

être fixées :

Pour les chaussées d'empierrement à.	0,03 par mètre.
Pour les chaussées pavées.	0,02 —
Pour les chemins de fer.	0,005 —

Cette conclusion est indiscutable; mais, il n'est pas toujours possible de l'observer dans la pratique, où l'on doit considérer en même temps la question au point de vue de la topographie et de la dépense.

La question de la largeur des bandes a longtemps donné lieu à de vives discussions; cette largeur fut bien des fois réglementée, et il en résultait de grandes entraves pour l'industrie du roulage. M. Dupuit avait examiné avec une grande sagacité tout ce qui a trait à la largeur des bandes; bien que cela présente aujourd'hui moins d'attrait, eu égard à l'état actuel de la législation, il n'est pas sans intérêt de reproduire ici les quelques lignes suivantes empruntées au rapport de M. Emmery sur le mémoire de M. Dupuit :

L'auteur fait les réflexions suivantes :

« Jusqu'à présent on avait pensé que le tirage augmentait plus rapidement que la pression, et diminuait avec la largeur des bandes; on en concluait qu'il y avait un double avantage pour l'industrie des transports à augmenter les bandes et à diminuer les poids.

« Cependant le roulage persistait à augmenter ses poids et à diminuer ses bandes.

« Et on le conçoit, puisque l'auteur, d'après ses expériences, est amené à conclure que le tirage étant toujours proportionnel au poids, il y a toujours avantage à surcharger une voiture puisqu'on augmente le poids utile transporté, de même qu'il y a économie dans les frais de conduite à n'avoir qu'une voiture pesamment chargée au lieu de plusieurs voitures légères.

« D'une autre part, la largeur de bande qui dépasse les conditions de solidité suffisante de la roue, pour le poids à transporter, est onéreuse par le poids inutile qu'elle ajoute à la roue et par le surcroît de dépense qu'elle exige.

« Reste à examiner si dans l'intérêt des routes la largeur de la bande est aussi importante qu'on le suppose. »

L'auteur compare, à ce sujet, une roue neuve (à bandes larges, à jantes et à bandes *cylindriques*), avec une vieille roue.

Le fer ne s'est pas usé parallèlement à sa surface : les bords de la bande se sont arrondis et se relèvent presque verticalement; le bois lui-même, de rectiligne qu'il était, est devenu arrondi et présente dans sa coupe transversale la forme d'une demi-ellipse.

Si l'on suit encore attentivement la marche de la détérioration d'une roue neuve, on remarque que sous un laps de temps assez court les zones extrêmes de la bande se sillonnent par des raies transversales très-profondes, lesquelles annoncent que des morceaux de fer étirés se détachent des parties voisines des bords.

L'auteur trouve l'explication de ces faits dans l'observation de ce qui se passe au contact de la route, soit empierrée, soit pavée, tant par suite des bourrelets latéraux et longitudinaux de cailloux qui s'élèvent sur un empierrement au passage des roues, et aussi des aspérités du pavé, que par le jeu de la roue au droit de l'essieu.

L'auteur a trouvé encore, par des expériences directes, et en faisant passer des voitures *de diverses largeurs de bandes* sur des chaussées légèrement mouillées,

que l'humidité traçait sur le milieu de ces bandes des zones de largeurs à peu près égales, et qui n'étaient guère que de $0^m,09$ sur la bande de $0^m,17$. De même que l'examen du frayé a prouvé que la pression ne se répartit même pas uniformément dans toute cette largeur, et que près des bords elle est presque nulle. L'inclinaison des essieux diminue encore le contact; ainsi, dans la même série d'expériences, la zone humide, tracée sur les roues d'une diligence de $0^m,14$ de bande, n'avait que $0^m,06$ de large.

L'auteur pense que les larges bandes ne sont utiles que lorsqu'elles viennent à porter sur leur largeur entière en raison de ce que les chaussées sont molles, désagrégées, en mauvais état; ou bien encore lorsque les ornières viennent d'être rechargées et ont besoin d'être cylindrées.

Il fait ressortir à ce sujet, d'après ses expériences, que telle route, bien qu'en apparence rouagée, présente cependant un fond assez solide pour être souvent moins tirante que telle autre route unie.

Que les conditions du roulage ne peuvent d'ailleurs jamais être établies que pour les routes au moins en assez bon état; et qu'elles ne doivent surtout jamais avoir pour base un cas exceptionnel et déjà trop onéreux, comme serait la condition de ne point trop rouager des ornières nouvellement cailloutées, puisqu'avec une addition de main-d'œuvre on peut atténuer ou remédier à cet inconvénient.

L'auteur conclut de ce qui précède :

Qu'à l'exception des bandes qui, à force d'être étroites, deviennent tranchantes, et auxquelles on ne peut pas plus appliquer les lois du tirage, qu'on ne peut appliquer les lois du frottement aux corps qui glissent sur des arêtes aiguës, il faut laisser l'industrie du roulage résoudre la question de la largeur de la bande; que c'est la stabilité de la voiture, la solidité, la durée de la roue qu'on doit à ce sujet consulter; et qu'en effet, dans l'intérêt de la route, la bande de $0^m,17$ n'est au bout de quelques jours qu'une bande de $0^m,14$, et au bout de quelques mois qu'une bande de $0^m,11$.

Que même, pour les chaussées pavées, les bandes en s'arrondissant cessent de porter sur deux pavés, et perdent l'avantage de moins altérer la chaussée, en même temps que ces bandes sont loin de diminuer le tirage sur le pavé, ainsi que cela aurait lieu si elles continuaient à être en contact sur leur largeur primitive (et entière) avec la chaussée.

De là, la pensée de changer en forme elliptique la forme rectiligne de la coupe en travers des jantes. L'auteur rappelle que les messageries anglaises ont adopté cette forme arrondie; que, dans tous les cas, cette forme est favorable à l'économie du transport; que la courbure à adopter devrait seulement être étudiée dans le double intérêt des routes et du transport; qu'il pourrait peut-être être tiré des conséquences importantes des frottements et usés qui détériorent les bandes de roues, et ce, non-seulement au sujet de l'influence de la largeur et de la forme de la bande sur la plus longue durée des roues, mais aussi en ce qui a trait à la conservation des routes. Cette corrélation serait évidente si l'on admettait, par exemple, qu'une moindre perte de fer répondît à une détérioration moindre de chaussée.

L'auteur rapporte ce fait : qu'après un parcours de 4,000 lieues, les roues de $0^m,17$ de bande sont en général hors de service, et que leurs bandes ont perdu 240 kilogrammes de leur poids primitif, c'est-à-dire *un* kilogramme par 20 lieues et par tonne de charge utile.

Des observations analogues sur d'autres largeurs de bandes jetteraient, ajoute

l'auteur, quelque lumière sur la détérioration relative et du fer et des chaussées pour ces diverses largeurs de jantes.

L'auteur pense que ce serait une erreur, au surplus, que de supposer la possibilité d'élargir les bandes en diminuant leur épaisseur; selon lui, cela est tout à fait impossible, puisque l'épaisseur des bandes est réglée de façon que le fer use le bois et que le bois use le fer, de manière que l'un ne dure pas plus que l'autre; qu'il est bien vrai que si les voitures étaient moins chargées les bandes s'useraient moins, mais qu'il faudrait, pour profiter de cet avantage, augmenter la force du bois; ainsi, en augmentant la largeur des bandes, on augmente le poids des roues, le poids inutile de la voiture et le prix du transport.

L'auteur s'étonne, du reste, que la largeur des bandes ait été le seul élément qu'on ait considéré jusqu'à présent pour la détermination du contact des roues avec les chaussées.

La *longueur* du contact paraît à l'auteur jouer au contraire un rôle important; il calcule que cette longueur aurait $0^m,14$ au minimum pour une roue de 2 mètres de diamètre sur une chaussée médiocre; il pense que cette longueur serait bien plus considérable sous une pression un peu forte; qu'à la vérité sur toute cette longueur la pression n'est pas la même; que, nulle aux extrémités, elle est à son maximum au point où passe la résultante; mais que la somme des pressions partielles étant égale au poids total de la voiture, il n'en résulte pas moins que la grandeur du diamètre, en allongeant la surface et divisant la pression sur une plus grande étendue, diminue aussi la pression partielle et la pression centrale.

Qu'au surplus, puisque la bande est arrondie sur sa largeur, il faut admettre que la pression est de même inégale dans chaque tranche transversale, et que non-seulement elle diminue en avant ou en arrière de la normale, mais à droite et à gauche; que la surface du contact n'est plus un carré ou un rectangle, mais une courbe elliptique dont le grand axe s'allonge plus rapidement avec le diamètre que ne le fait le petit axe, lorsque la largeur de la bande augmente.

Que, par conséquent, le diamètre de la roue a beaucoup plus d'influence sur la diminution du contact que la largeur de la bande.

L'auteur émet au surplus l'opinion que, quelle que soit la surface de contact, il n'en faut pas moins considérer, *avant tout*, l'effet de la pression d'une roue (et n'importe avec quelle largeur de jante) sur un caillou isolé.

Que ce n'est pas remédier à cet écrasement que de laisser accroître les chargements au delà de la limite de résistance des matériaux, sous la condition d'une plus grande largeur de jante.

Qu'il faudrait abaisser au contraire les chargements au-dessous de cette limite, et qu'alors peu importerait (au-dessous de ce chiffre) la largeur des jantes.

L'auteur annonce avoir constaté, par exemple, sur diverses routes, que le dixième des matériaux ne pourrait être écrasé par une pression de 2,000 kilogrammes.

Il pense que si le chiffre de 4,000 kilogrammes était imposé comme *pression maximum*, les matériaux ne s'useraient plus que par le frottement.

Il démontre que l'industrie trouverait dans la liberté de faire porter *le maximum de chargement sur une bande plus étroite*, une compensation suffisante pour ne pas augmenter ses poids actuels;

Qu'une voiture pourrait se décomposer, en fait de chargement, ainsi qu'il suit :

Une paire de roues.	600 kilog.
(Les roues actuelles de 0m,11 pèsent 510 kilogrammes ; l'auteur suppose qu'on augmente un peu l'épaisseur de la bande.)	
Un essieu et un corps de voiture.	520 —
(Comme pour les jantes actuelles de 0m,14).	
Poids utile égal à 0,72 du poids total.	2.880 —
Chargement maximum.	4.000 —

De sorte que le poids utile serait plus avantageux que celui porté par les voitures actuelles à jantes de 0m,17.

Et pour compenser l'augmentation des frais de conduite, l'auteur porte en ligne de compte la diminution de tirage qui résultera : 1° de l'amélioration de la route; 2° du diamètre de l'essieu qui pourra être plus petit; 3° du diamètre de la roue qui pourra être plus grand.

Mais l'auteur réduit à ce sujet, à sa véritable valeur, et la diminution de tirage à espérer de l'amélioration des routes, et les conséquences à déduire comme moindre dépense de cette diminution de tirage.

Il pense que c'est à tort qu'on a évalué le tirage moyen sur les routes de France au $\frac{1}{15}$ du poids ou à 66 kilogrammes par tonne, et qu'on a supposé l'amélioration à espérer équivalente *à moitié* du tirage actuel.

D'après ses propres expériences, l'auteur affirme que pendant neuf mois de l'année, le transport sur les chaussées d'empierrement se fait avec un tirage de 40 kilogrammes par tonne; que le tirage moyen ne dépasse certainement pas 45 kilogrammes, et que comme le tirage sur un empierrement uni est de 30 kilogrammes, comme on ne saurait empêcher que, par suite des dégels, des pluies, des rechargements, il ne s'élève quelquefois au delà, l'auteur pense que le tirage moyen ne pourra guère être ramené au-dessous de 34 ou 35 kilogrammes, c'est-à-dire que la réduction ne sera que *du quart* au plus du tirage d'aujourd'hui.

L'auteur fait d'ailleurs remarquer que la dépense sera toujours loin de pouvoir être réduite dans le même rapport que le tirage.

Qu'il faudrait, pour ce faire, qu'on pût diminuer de moitié le nombre des chevaux, ce que le roulage ne pourra jamais espérer, à cause des fortes pentes qui l'arrêteraient à chaque instant; que, sur une pente de 0m,066 par exemple, pente assez fréquente sur nos routes, le tirage total ne serait plus réduit que *du dixième*.

L'auteur conclut de ces faits et réflexions :

Que l'industrie du transport a intérêt à augmenter indéfiniment ses chargements, puisque le tirage reste proportionnel à la pression, et que le poids inutile et les frais de conduite diminuent quand les chargements augmentent;

Qu'il est au contraire de l'intérêt de l'entretien des routes de diviser le plus possible les chargements de manière à obtenir des pressions absolues, inférieures à la résistance des matériaux;

Que l'augmentation de largeur de la bande est un remède illusoire au mal occasionné par l'excès des chargements;

Que c'est une entrave dont on peut sans inconvénient débarrasser le roulage, et en retour de laquelle il pourrait descendre son maximum de chargement à 2,000 kilogrammes par roue, sans augmenter le prix des transports;

Qu'il suffit, en conséquence, d'exiger *une largeur de bande minimum* et d'im-

poser *une pression maximum* pour concilier à la fois l'*amélioration des routes* et les intérêts de l'industrie, l'économie que réclame l'entretien des chaussées et le maintien des prix actuels de transport.

Influence des flâches. — Pour terminer l'examen du remarquable travail de M. Dupuit, nous dirons quelques mots de l'influence des flâches sur le tirage, influence qu'il a analysée et étudiée théoriquement.

La surface des routes en empierrement n'est pas rigourensement plane, mais offre toujours une succession de flâches et de bosses; les roues parcourent une ligne sensiblement ondulée, et la surface avec laquelle elles se trouvent en contact est tantôt concave, tantôt convexe. Si l'on appelle θ le tirage sur la ligne droite, θ' le tirage sur la flâche, θ'' le tirage sur la bosse, on aura :

$$\theta' = \theta\sqrt{\frac{1}{1-\frac{R}{R_1}}} \qquad \theta'' = \theta\sqrt{\frac{1}{1+\frac{R}{R_1}}}$$

formules dans lesquelles R est le rayon de la roue et R_1 celui du terrain concave ou convexe, dans la direction suivie par la roue.

Si on calcule ces formules en donnant à R_1 diverses valeurs par rapport à R, on trouve que les flâches ont pour effet d'augmenter le tirage dans un assez grand rapport, lorsque leur courbure est très-prononcée et que leur influence se fait d'autant plus sentir que les roues sont plus grandes. Ainsi, la concavité augmente le tirage et la convexité le diminue, mais l'augmentation est toujours supérieure à la diminution, de sorte qu'une chaussée ondulée est toujours moins favorable qu'une chaussée droite. Si le rayon des ondulations est 10 fois plus grand que celui de la roue, l'augmentation du tirage n'est que de 0,004, c'est-à-dire presque imperceptible; le rayon d'une flâche se détermine en prenant sa longueur dans le sens de la route, et sa profondeur; on a ainsi la corde et la flèche d'un arc de cercle dont il est facile de déterminer le rayon. Sur les empierrements, on ne tolère guère de flâches ayant plus $0^m,04$ à $0^m,05$ de profondeur; si une pareille flâche a 1 mètre de long, son rayon est d'environ 3 mètres, et le tirage est augmenté de $\frac{1}{8}$; mais si la flâche a $2^m,60$ de long pour la même profondeur, son rayon devient de $12^m,50$, et l'augmentation du tirage n'est plus que de $0^m,04$.

Conséquence : les flâches longues sont peu gênantes pour la circulation et n'augmentent pas sensiblement le tirage, on peut les tolérer même sur une route bien entretenue et prendre son temps pour les faire disparaître; mais les flâches courtes ont un grave inconvénient et doivent être bouchées le plus tôt possible.

5° **Expériences de M. Charié-Marsaines.** — Dans le département du Nord, les chaussées pavées jouissent d'une grande faveur, et les populations les réclament au prix de grands sacrifices. M. Charié-Marsaines, inspecteur général des ponts et chaussées, frappé de cette préférence instinctive, entreprit une série d'expériences à l'effet de comparer les chaussées pavées et les empierrements sous le rapport de l'état de la viabilité, des frais d'entretien et du poids transporté.

Nous ne nous placerons ici qu'à ce dernier point de vue; les expériences ont été faites par les méthodes les plus simples : 1° en se renseignant auprès des cultivateurs et rouliers; 2° en cubant des chargements spéciaux de densité connue, comme la betterave; 3° en pesant les véhicules sur les ponts à bascule de

quelques usines. Malgré l'emploi de ces moyens élémentaires on est arrivé à une concordance parfaite dans les résultats.

Le Nord est un pays plat où les charges transportées sont considérables; dans l'arrondissement d'Avesnes, qui seul est accidenté, on remarque une notable diminution.

Voici les résultats des expériences, qui donnent l'effet utile en kilogrammètres produit par cheval et par heure :

DÉSIGNATION DE LA SAISON.	DÉSIGNATION DE LA CHAUSSÉE.	CHARGE PAR CHEVAL.	CHEMIN PARCOURU PAR HEURE.	Travail mécanique par heure en kilogrammètres.	RAPPORT.
Hiver. . .	Chaussée pavée.	1.306	3.300	4.309.800	1.644
	Chaussée empierrée. . . .	851	3.080	2.621.080	
Été. . . .	Chaussée pavée.	1.395	3.500	4.882.500	1.229
	Chaussée empierrée. . . .	1.141	3.480	3.970.680	

Ainsi, en hiver, l'effet utile sur les chaussées pavées est supérieur de plus de $\frac{3}{5}$ et de plus de $\frac{1}{5}$ en été à l'effet utile sur les chaussées empierrées.

Ces résultats diffèrent peu de ceux donnés en 1832 par M. l'ingénieur en chef Schwilgué pour la route de Paris à Rouen, par Navier dans l'étude du chemin de fer de Paris au Havre, et par le service des ponts et chaussées dans les provinces belges du Hainaut et de la Flandre occidentale. On peut donc leur accorder toute confiance.

Des recherches de M. Charié-Marsaines résulte encore ceci :

1° L'usure des harnais est généralement moindre sur les chaussées pavées que sur celles empierrées;

2° L'usure des voitures est au contraire généralement plus forte;

3° La durée des chevaux est beaucoup moindre sur les chaussées en empierrement.

Les harnais durent six ans sur les pavés et cinq ans sur les empierrements; les voitures durent sept ans sur les pavés et neuf ans sur les empierrements. Pour les chevaux, la cause principale qui les use sur les empierrements semble être la poussière siliceuse qui, en été, pénètre jusqu'au fond de leurs organes intérieurs : on a remarqué toujours que les chevaux de poste, en particulier, présentaient une mortalité beaucoup plus grande sur les empierrements que sur les pavages.

En ce qui touche le travail utile journalier donné par le cheval dans le département du Nord, il est en moyenne de 35,194,500 kilogrammètres pour l'hiver et 44,872,250 pour l'été, soit une moyenne générale de 40,000,000 kilogrammètres. Les aides-mémoire de mécanique n'indiquent, en général, que 27,720,000 kilogrammètres pour le travail utile du cheval.

La différence tient sans doute à la force exceptionnelle des chevaux employés dans le département du Nord, aidée, d'ailleurs, par la faible déclivité des routes. Ce résultat paraît facile à admettre lorsqu'on connaît la belle et vigoureuse apparence des chevaux flamands.

POLICE DU ROULAGE.

Les expériences précédentes ont presque toutes été entreprises en vue de la réglementation du roulage.

Nous ne nous étendrons pas sur les anciennes lois.

La loi du 29 floréal an X prescrivait que les voitures à deux roues ne porteraient jamais plus de 2,500 kilogrammes en hiver et 3,750 en été; il était accordé une augmentation de 1,000 kilogrammes en faveur des voitures à jantes de $0^m,25$ de largeur.

La loi du 7 ventôse an XII autorisait des attelages de deux, trois et quatre chevaux pour les voitures à jantes de $0^m,11$, de $0^m,14$ et de $0^m,17$; quant aux voitures à jantes de $0^m,25$, elle permettait d'y atteler un nombre quelconque de chevaux.

Le règlement du 23 juin 1806 substituait au nombre de chevaux la charge totale que pouvait peser une voiture d'une largeur de jante donnée; on admettait pour chaque cheval une charge de 1,200 kilogrammes en hiver, de 1,500 en été, ce qui donnait, par exemple pour des jantes de $0^m,17$, une charge maxima de 5,000 kilogrammes en hiver et de 6,000 en été.

C'est à la suite qu'on vit apparaître les ponts à bascule, placés de place en place sur les routes, et qui soulevèrent des imprécations générales.

Aujourd'hui, les règlements sont beaucoup plus larges, et l'on n'impose plus au roulage que les conditions absolument indispensables.

La réglementation est établie par la loi des 12-30 avril et 30 mai 1851, et par le règlement d'administration publique du 10 août 1852, pris en exécution de la loi précédente. Nous extrairons de ces deux pièces seulement ce qui est relatif aux conditions de la circulation, laissant de côté les pénalités et la procédure.

Titre Ier. — *Des conditions de la circulation des voitures.*

Article premier. — Les voitures suspendues ou non suspendues, servant au transport des personnes ou des marchandises, peuvent circuler sur les routes nationales, départementales et chemins vicinaux de grande communication, sans aucune condition de réglementation de poids ou de largeur de jantes.

Art. 2. — Des règlements d'administration publique déterminent:

§ 1er. — Pour toutes les voitures,

1° La forme des moyeux, le maximum de la longueur des essieux et le maximum de leur saillie au delà des moyeux;

2° La forme des bandes des roues;

3° La forme des clous des bandes;

4° Les conditions à observer pour l'emplacement et les dimensions de la plaque, prescrite par l'article 3;

5° Le maximum du nombre des chevaux de l'attelage que peut comporter la police ou la libre circulation des routes;

6° Les mesures à prendre pour régler momentanément la circulation pendant les jours de dégel, et les précautions à prendre pour la protection des ponts suspendus.

§ 2.— Pour les voitures ne servant pas au transport des personnes:

1° La largeur du chargement ;

2° La saillie des colliers des chevaux ;

3° Les modes d'enrayage ;

4° Le nombre des voitures qui peuvent être réunies en un même convoi, l'intervalle qui doit rester libre d'un convoi à un autre, et le nombre des conducteurs exigé pour la conduite de chaque convoi ;

5° Les autres mesures de police à observer par les conducteurs, notamment en ce qui concerne le stationnement sur les routes, et les règles à suivre pour éviter ou dépasser d'autres voitures.

Sont affranchies de toute réglementation de largeur de chargement les voitures de l'agriculture servant au transport des récoltes de la ferme aux champs et des champs à la ferme ou au marché.

§ 3. — Pour les voitures de messageries,

1° Les conditions relatives à la solidité et à la stabilité des voitures ;

2° Le mode de chargement, de conduite et d'enrayage des voitures ;

3° Le nombre de personnes qu'elles peuvent porter ;

4° La police des relais ;

5° Les autres mesures de police à observer par les conducteurs, cochers ou postillons, notamment pour éviter ou dépasser d'autres voitures.

Art. 3. — Toute voiture circulant sur les routes nationales, départementales et chemins vicinaux de grande communication doit être munie d'une plaque conforme au modèle prescrit par le règlement d'administration publique rendu en vertu du n° 4 du premier paragraphe de l'article 2.

Sont exceptées de cette disposition :

1° Les voitures particulières destinées au transport des personnes, mais étrangères à un service public de messageries ;

2° Les malles-postes et autres voitures appartenant à l'administration des postes ;

3° Les voitures d'artillerie, chariots et fourgons appartenant aux départements de la guerre et de la marine ;

Des décrets du président de la République déterminent les marques distinctives qui doivent porter les voitures désignées aux paragraphes 2 et 3, et les titres dont leurs conducteurs doivent être munis.

4° Les voitures employées à la culture des terres, au transport des récoltes, à l'exploitation des fermes, qui se rendent de la ferme aux champs ou des champs à la ferme, ou qui servent au transport des objets récoltés du lieu où ils ont été recueillis jusqu'à celui où, pour les conserver ou les manipuler, le cultivateur les dépose ou les rassemble.

RÈGLEMENT

D'ADMINISTRATION PUBLIQUE, EN EXÉCUTION DE LA LOI DU 30 MAI 1851, SUR LA POLICE DU ROULAGE ET DES MESSAGERIES PUBLIQUES

(10 août 1852.)

Titre Ier. — *Dispositions applicables à toutes les voitures.*

Article 1er. — Les essieux des voitures ne pourront avoir plus de 2m,50 (deux mètres cinquante centimètres) de longueur, ni dépasser à leurs extrémités le moyeu de plus de 0m,06 (six centimètres).

La saillie des moyeux, y compris celle de l'essieu, n'excédera pas de plus de 0m,12 (douze centimètres) le plan passant par le bord extérieur des bandes. Il est accordé une tolérance de 0m,02 (deux centimètres) sur cette saillie, pour les roues qui ont déjà fait un certain service.

Art. 2. — Il est expressément défendu d'employer des clous à tête de diamant. Tout clou de bande sera rivé à plat, et ne pourra, lorsqu'il sera posé à neuf, former une saillie de plus de 0m,005 (cinq millimètres).

Art. 3. — Il ne peut être attelé :

1° Aux voitures servant au transport de marchandises, plus de cinq chevaux si elles sont à deux roues ; plus de huit si elles sont à quatre roues, sans qu'il puisse y avoir plus de cinq chevaux de file ;

2° Aux voitures servant au transport des personnes, plus de trois chevaux si elles sont à deux roues ; plus de six si elles sont à quatre roues.

Art. 4. — Lorsqu'il y aura lieu de transporter des blocs de pierre, des locomotives ou d'autres objets d'un poids considérable, l'emploi d'un attelage exceptionnel pourra être autorisé, sur l'avis des ingénieurs ou des agents voyers, par les préfets des départements traversés.

Art. 5. — Les prescriptions de l'article 3 ne sont pas applicables sur parties de routes ou de chemins vicinaux de grande communication affectées de rampes d'une déclivité ou d'une longueur exceptionnelle.

Les limites de ces parties de routes ou de chemins sur lesquelles l'emploi de chevaux de renfort est autorisé sont déterminées par un arrêté du préfet, sur la proposition de l'ingénieur en chef ou de l'agent voyer en chef du département, et indiqué sur place par des poteaux portant cette inscription : *Chevaux de renfort.*

Pour les voitures marchant avec relais réguliers et servant au transport des personnes ou des marchandises, la faculté d'atteler des chevaux de renfort s'étend à toute la longueur des relais dans lesquels sont placés les poteaux.

L'emploi de chevaux de renfort peut être autorisé temporairement sur des parties de routes ou de chemins de grande communication, lorsque, par suite de travaux de réparation ou d'autres circonstances accidentelles, cette mesure sera nécessaire. Dans ce cas, le préfet fera placer des poteaux provisoires.

Art. 6. — En temps de neige ou de verglas, les prescriptions relatives à la limitation du nombre des chevaux demeurent suspendues.

Art. 7. — Le ministre des travaux publics détermine les départements dans lesquels il pourra être établi, sur les routes nationales et départementales, des barrières pour restreindre la circulation pendant les temps de dégel.

Les préfets, dans chaque département, déterminent les chemins de grande communication sur lesquels ces barrières pourront être établies.

Ces barrières seront fermées et ouvertes en vertu d'arrêtés du sous-préfet, pris sur l'avis de l'ingénieur d'arrondissement ou de l'agent voyer. Ces arrêtés seront affichés et publiés à la diligence des maires.

Dès que la fermeture des barrières aura été ordonnée, aucune voiture ne pourra sortir de la ville, du bourg ou du village dans lequel elle se trouvera. Toutefois, les voitures qui seront déjà en marche pourront continuer leur route jusqu'au gîte le plus voisin, où elles seront tenues de rester jusqu'à l'ouverture des barrières. Pour n'être point inquiétés dans leur trajet, les propriétaires ou conducteurs de ces voitures prendront un laisser-passer du maire.

Le jour de l'ouverture des barrières et le lendemain, les voitures ne pourront partir du lieu où elles auront été retenues que deux à la fois et à un quart d'heure

d'intervalle. Le maire ou son délégué présidera au départ, qui aura lieu dans l'ordre suivant lequel les voitures se seront fait inscrire à leur arrivée dans la commune.

Le service des barrières sera fait par des agents désignés à cet effet par les ingénieurs ou par les agents voyers.

Toute voiture prise en contravention aux dispositions du présent article sera arrêtée, et les chevaux seront mis en fourrière dans l'auberge la plus rapprochée; le tout sans préjudice de l'amende stipulée à l'article 4, titre II, de la loi du 30 mai 1851, et des frais de réparation mentionnés dans l'article 9 de ladite loi.

Peuvent circuler pendant la fermeture des barrières de dégel :

1° Les courriers de la malle ;

2° Les voitures de voyages suspendues, étrangères à toute entreprise publique de messageries ;

3° Les voitures non chargées ;

4° Sur les chaussées pavées, les voitures chargées, mais attelées seulement d'un cheval si elles sont à deux roues, et de deux chevaux si elles sont à quatre roues ;

5° Sur les chaussées empierrées, les voitures chargées, mais attelées seulement de deux chevaux si elles sont à deux roues, et de trois chevaux si elles sont à quatre roues.

Art. 8. — Pendant la traversée des ponts suspendus, les chevaux seront mis au pas ; les voituriers ou rouliers tiendront les guides ou le cordeau ; les conducteurs et postillons resteront sur leurs siéges.

Défense est faite aux rouliers et autres voituriers de dételer aucun de leurs chevaux pour le passage du pont.

Toute voiture attelée de plus de cinq chevaux ne doit pas s'engager sur le tablier d'une travée, quand il y a déjà sur cette travée une voiture d'un attelage supérieur à ce nombre de chevaux.

Pour les ponts suspendus qui n'offriraient pas toutes les garanties nécessaires pour le passage des voitures lourdement chargées, il pourra être adopté par le ministre des travaux publics ou par le ministre de l'intérieur, chacun en ce qui le concerne, telles autres dispositions qui seront jugées nécessaires.

Dans les circonstances urgentes, les préfets et les maires pourront prendre telles mesures que leur paraîtra commander la sûreté publique, sauf à en rendre compte à l'autorité supérieure.

Les mesures prescrites pour la protection des ponts suspendus seront, dans tous les cas, placardées à l'entrée et à la sortie de ces ponts.

Art. 9. — Tout roulier ou conducteur de voitures doit se ranger à sa droite à l'approche de toute autre voiture, de manière à lui laisser libre au moins la moitié de la chaussée.

Art. 10. — Il est interdit de laisser stationner sans nécessité sur la voie publique aucune voiture attelée ou non attelée.

Titre II. — *Dispositions applicables aux voitures ne servant pas au transport des personnes.*

Art. 11. — La largeur du chargement des voitures qui ne servent pas au transport des personnes ne peut excéder $2^m,50$ (deux mètres cinquante centimètres). Toutefois, les préfets des départements traversés peuvent délivrer des per-

mis de circulation pour les objets d'un grand volume qui ne seraient pas susceptibles d'être chargés dans ces conditions.

Sont affranchies, conformément à la loi du 30 mai 1851, de toute réglementation de largeur de chargement, les voitures d'agriculture lorsqu'elles sont employées au transport des récoltes de la ferme aux champs, et des champs à la ferme ou au marché.

Art. 12. — La largeur des colliers des chevaux ou autres bêtes de trait ne peut dépasser 0m,90 (quatre-vingt-dix centimètres), mesurés entre les points les plus saillants des pattes des attelles.

Art. 13. — Lorsque plusieurs voitures marchent à la suite les unes des autres, elles doivent être distribuées en convois de quatre voitures au plus si elles sont à quatre roues et attelées d'un seul cheval ; de trois voitures au plus si elles sont à deux roues et attelées d'un seul cheval ; et de deux voitures au plus si l'une d'elles est attelée de plus d'un cheval.

L'intervalle d'un convoi à l'autre ne peut être moindre de 50 mètres.

Art. 14. — Tout voiturier ou conducteur doit se tenir constamment à la portée de ses chevaux ou bêtes de trait et en position de les guider.

Il est interdit de faire conduire par un seul conducteur plus de quatre voitures à un cheval si elles sont à quatre roues et plus de trois voitures à un cheval si elles sont à deux roues.

Chaque voiture attelée de plus d'un cheval doit avoir un conducteur. Toutefois, une voiture dont le cheval est attaché derrière une voiture attelée de quatre chevaux au plus n'a pas besoin d'un conducteur particulier.

Les règlements de police municipale détermineront, en ce qui concerne la traverse des villes, bourgs et villages, les restrictions qui peuvent être apportées aux dispositions du présent article et de celui qui précède.

Art. 15. — Aucune voiture marchant isolément ou en tête d'un convoi ne pourra circuler pendant la nuit sans être pourvue d'un fallot ou d'une lanterne allumée.

Cette disposition pourra être appliquée aux voitures d'agriculture par des arrêtés des préfets ou des maires.

Art. 16. — Tout propriétaire de voiture ne servant pas au transport des personnes est tenu de faire placer, en avant des roues et au côté gauche de sa voiture, une plaque métallique portant, en caractères apparents et lisibles ayant au moins 0m,005 (cinq millimètres) de hauteur, ses nom, prénoms et profession, le nom de la commune, du canton et du département de son domicile.

Sont exceptées de cette disposition, conformément à la loi du 30 mai 1851 :

1° Les voitures particulières destinées au transport des personnes, mais étrangères à un service public de messageries;

2° Les malles-postes et autres voitures appartenant à l'administration des postes ;

3° Les voitures d'artillerie, chariots et fourgons, appartenant aux départements de la guerre et de la marine.

Des décrets du président de la République déterminent les marques distinctives que doivent porter les voitures désignées aux paragraphes 2 et 3, et les titres dont leurs conducteurs doivent être munis :

4° Les voitures employées à la culture des terres, au transport des récoltes, à l'exploitation des fermes, qui se rendent de la ferme aux champs ou des champs à la ferme, ou qui servent au transport des objets récoltés du lieu où ils ont été

recueillis jusqu'à celui où, pour les conserver ou les manipuler, le cultivateur les dépose ou les rassemble.

Titre III. — *Dispositions applicables aux voitures des messageries.*

Art. 17. — Les entrepreneurs des voitures publiques allant à destination fixe déclareront le siége principal de leur établissement, le nombre de leurs voitures, celui des places qu'elles contiennent, le lieu de destination, les jours et heures de départ et d'arrivée. Cette déclaration sera faite, dans le département de la Seine, au préfet de police, et, dans les autres départements, aux préfets ou sous-préfets.

Ces formalités ne seront obligatoires pour les entrepreneurs actuels qu'au renouvellement de leurs voitures, ou lorsqu'ils en modifieront la forme ou la contenance.

Tout changement aux dispositions arrêtées par suite du premier paragraphe du présent article donnera lieu à une déclaration nouvelle.

Art. 18. — Aussitôt après les déclarations faites en vertu des paragraphes 1 et 2 de l'article précédent, le préfet ou le sous-préfet ordonne la visite des voitures, afin de constater si elles sont entièrement conformes à ce qui est prescrit par les articles ci-après de 19 à 29 inclusivement, et si elles ne présentent aucun vice de construction qui puisse occasionner des accidents. Cette visite, qui pourra être renouvelée toutes les fois que l'autorité le jugera nécessaire, sera faite en présence du commissaire de police, par un expert nommé par le préfet ou le sous-préfet.

L'entrepreneur a la faculté de nommer, de son côté, un expert pour opérer contradictoirement avec celui de l'administration.

La visite des voitures ne peut être faite qu'à l'un des principaux établissements de l'entreprise, les frais sont à la charge de l'entrepreneur.

Le préfet prononce sur le vu du procès-verbal d'expertises et du rapport du commissaire de police.

Aucune voiture ne peut être mise en circulation avant la délivrance de l'autorisation du préfet.

Art. 19. — Le préfet transmet au directeur des contributions indirectes copie par extrait des autorisations par lui accordées en vertu de l'article précédent.

L'estampille prescrite par l'article 117 de la loi du 25 mars 1817 n'est délivrée que sur le vu de cette autorisation, qui doit être inscrite sur un registre spécial.

Art. 20. — La largeur de la voie pour les voitures publiques est fixée au minimum à $1^m,65$ (un mètre soixante-cinq centimètres) entre le milieu des jantes de la partie des roues reposant sur le sol.

Toutefois, si les voitures sont à quatre roues, la voie de devant pourra être réduite à $1^m,55$ (un mètre cinquante centimètres).

En pays de montagnes, les entrepreneurs peuvent être autorisés par les préfets, sur l'avis des ingénieurs ou des agents voyers, à employer des largeurs de voies moindres que celles réglées par les paragraphes précédents, mais à la condition que les voies seront au moins égales à la voie la plus large des voitures en usage dans la contrée.

Art. 21. — La distance entre les axes des deux essieux, dans les voitures publiques à quatre roues, sera égale au moins à la moitié de la longueur des caisses mesurées à la hauteur de leur ceinture, sans pouvoir néanmoins descendre au-dessous de $1^m,55$ (un mètre cinquante-cinq centimètres).

ART. 22. — Le maximum de la hauteur des voitures publiques, depuis le sol jusqu'à la partie la plus élevée du chargement, est fixé à 3m,00 (trois mètres) pour les voitures à quatres roues, et à 2m,60 (deux mètres soixante centimètres) pour les voitures à deux roues.

Il est accordé, pour les voitures à quatre roues, une augmentation de 0m,10 (dix centimètres), si elles sont pourvues à l'avant-train de sassoires et contre-sassoires formant chacune au moins un demi-cercle de 1m,15 (un mètre quinze centimètres) de diamètre, ayant la cheville ouvrière pour centre.

Lorsque, par application du troisième paragraphe de l'article 20, on autorisera une réduction dans la largeur de la voie, le rapport de la hauteur de la voiture avec la largeur de la voie sera, au maximum, de 1 3/4.

Dans tous les cas, la hauteur est réglée par une traverse en fer placée au milieu de la longueur affectée au chargement, et dont les montants, au moment de la visite prescrite par l'article 17, sont marqués d'une estampille, constatant qu'il ne dépassent pas la hauteur voulue; ils doivent, ainsi que la traverse, être constamment apparents.

La bâche qui recouvre le chargement ne peut déborder ces montants, ni la hauteur de la traverse.

Il est défendu d'attacher aucun objet en dehors de la bâche.

ART. 23. — Les compartiments des voitures publiques seront disposés de manière à satisfaire aux conditions suivantes :

Largeur moyenne des places, 0m,48 (quarante-huit centimètres) ;

Largeur des banquettes, 0m,45 (quarante-cinq centimètres) ;

Distance entre deux banquettes, 0m,45 (quarante-cinq centimètres);

Distance entre la banquette du coupé et le devant de la voiture, 0m,35 (trente-cinq centimètres);

Hauteur du pavillon au-dessus du fond de la voiture 1m,40 (un mètre quarante centimètres) ;

Hauteur des banquettes, y compris le coussin, 0m,40 (quarante centimètres).

Pour les voitures parcourant moins de 20 kilomètres et pour les banquettes à plus de trois places, la largeur moyenne des places pourra être réduite à 0m,40 (quarante centimètres).

ART. 24. — Il peut être placé sur l'impériale une banquette destinée au conducteur et à deux voyageurs, ou à trois voyageurs lorsque le conducteur se placera sur le même siége que le cocher.

Cette banquette, dont la hauteur, y compris le coussin, ne dépassera pas 0m,30 (trente centimètres), ne peut être recouverte que d'une capote flexible.

Aucun paquet ne peut être chargé sur cette banquette.

ART. 25. — Le coupé et l'intérieur auront une portière de chaque côté.

La caisse de derrière ou la rotonde peut n'avoir qu'une portière ouverte à l'arrière.

Chaque portière sera garnie d'un marchepied.

ART. 26. — Les essieux seront en fer corroyé, de bonne qualité, et arrêtés à chaque extrémité, soit par un écrou assujetti au moyen d'une clavette, soit par une boîte à huile, fixée par quatre boulons traversant la longueur du moyeu, soit par tout autre système qui serait approuvé par le ministre des travaux publics.

ART. 27. — Toute voiture publique doit être munie d'une machine à enrayer agissant sur les roues de derrière et disposée de manière à pouvoir être manœuvrée de la place assignée au conducteur.

Les voitures doivent être en outre pourvues d'un sabot et d'une chaine d'enrayage, que le conducteur placera à chaque descente rapide.

Les préfets peuvent dispenser de l'emploi de ces appareils les voitures qui parcourent uniquement des pays de plaine.

Art. 28. — Pendant la nuit, les voitures publiques seront éclairées par une lanterne à réflecteur placée à droite et à l'avant de la voiture.

Art. 29. — Chaque voiture porte à l'extérieur, dans un endroit apparent, indépendamment de l'estampille délivrée par l'administration des contributions indirectes, le nom et le domicile de l'entrepreneur, et l'indication du nombre des places de chaque compartiment.

Art. 30. — Elle porte à l'intérieur des compartiments: 1° le numéro de chaque place; 2° le prix de la place depuis le lieu du départ jusqu'à celui d'arrivée.

L'entrepreneur ne peut admettre dans les compartiments de ses voitures un plus grand nombre de voyageurs que celui indiqué sur les panneaux, conformément à l'article 29.

Art. 31. — Chaque entrepreneur inscrit sur un registre coté et paraphé par le maire le nom des voyageurs qu'il transporte; il y inscrit également les ballots et paquets dont le transport lui est confié.

Il remet au conducteur, pour lui servir de feuille de route, une copie de cet enregistrement et à chaque voyageur un extrait en ce qui le concerne, avec le numéro de sa place.

Art. 32. — Les conducteurs ne peuvent prendre en route aucun voyageur, ni recevoir aucun paquet sans en faire mention sur les feuilles de route qui leur ont été remises au point de départ.

Art. 33. — Toute voiture publique dont l'attelage ne présentera de front que deux rangs de chevaux pourra être conduite par un seul postillon ou un seul cocher.

Elle devra être conduite par deux postillons ou par un cocher et un postillon lorsque l'attelage comportera plus de deux rangs de chevaux.

Art. 34. — Les postillons ou cochers ne pourront, sous aucun prétexte, descendre de leurs chevaux ou de leurs siéges.

Il leur est enjoint d'observer, dans les traversées des villes et des villages, les règlements de police concernant la circulation dans les rues.

Dans les haltes, le conducteur et le postillon ne peuvent quitter en même temps la voiture tant qu'elle reste attelée.

Avant de remonter sur son siége, le conducteur doit s'assurer que les portières sont exactement fermées.

Art. 35. — Lorsque, contrairement à l'article 9 du présent décret, un roulier ou conducteur de voiture n'aura pas cédé la moitié de la chaussée à une voiture publique, le conducteur ou postillon qui aurait à se plaindre de cette contravention devra en faire la déclaration à l'officier de police du lieu le plus rapproché, en faisant connaître le nom du voiturier d'après la plaque de sa voiture.

Les procès-verbaux de contravention seront sur-le-champ transmis au procureur de la République, qui fera poursuivre les délinquants.

Art. 36. — Les entrepreneurs de voitures publiques, autres que celles conduites par les maîtres de poste, feront, à Paris, à la préfecture de police, et dans les départements, à la préfecture ou sous-préfecture du lieu où sont établis leurs relais, la déclaration des lieux où ces relais sont situés et du nom des relayeurs.

Une déclaration semblable sera faite chaque fois que les entrepreneurs traiteront avec un nouveau relayeur.

ART. 37 — Les relayeurs ou leurs préposés seront présents à l'arrivée et au départ de chaque voiture, et s'assureront par eux-mêmes, et sous leur responsabilité, que les postillons ne sont pas en état d'ivresse.

La tenue des relais, en tout ce qui intéresse la sûreté des voyageurs, est surveillée, à Paris, par le préfet de police, et dans les départements, par les maires des communes où ces relais se trouvent établis.

ART. 38. — Nul ne peut être admis comme postillon ou cocher, s'il n'est âgé de seize ans au moins et porteur d'un livret délivré par le maire de la commune de son domicile, attestant ses bonnes vie et mœurs et son aptitude pour le métier qu'il veut exercer.

ART. 39. — A chaque bureau de départ et d'arrivée, et à chaque relai, il y a un registre coté et paraphé par le maire, pour l'inscription des plaintes que les voyageurs peuvent avoir à former contre les conducteurs, postillons ou cochers. Ce registre est présenté aux voyageurs à toute réquisition par le chef du bureau ou par le relayeur.

Les maîtres de poste qui conduisent des voitures publiques présentent, aux voyageurs qui le requièrent, le registre qu'ils sont obligés de tenir d'après le règlement des postes.

ART. 40. — Les dispositions qui précèdent ne sont pas applicables aux malles-postes destinées au transport de la correspondance du gouvernement et du public, la forme, les dimensions, le chargement et le mode de conduite de ces voitures étant déterminés par des règlements particuliers.

Les voitures des entrepreneurs qui transportent les dépêches ne sont pas considérées comme malles-postes.

ART. 41. — Les voitures publiques qui desservent les routes des pays voisins, et qui partent des villes frontières ou qui y arrivent, ne sont pas soumises aux règles ci-dessus prescrites. Elles doivent, toutefois, être solidement construites.

ART. 42. — Les articles ci-dessus, de 16 à 38, seront constamment placardés, à la diligence des entrepreneurs des voitures publiques, dans le lieu le plus apparent des bureaux et des relais.

Les articles, de 28 à 38 inclusivement, seront imprimés à part et affichés dans l'intérieur de chacun des compartiments des voitures.

DE L'INFLUENCE DES PENTES ET RAMPES SUR LE TIRAGE.

Action de la pesanteur sur le tirage. — En pays de plaine, l'effort exercé par un cheval comprend deux éléments : l'un que nous n'apprécions pas et qui existe toujours du moment qu'il y a mouvement, c'est l'effort musculaire qu'exige la progression, l'autre est le tirage qui dépend de la charge traînée P et du coefficient de roulement F qui convient à la chaussée. Le tirage est FP.

Cherchons maintenant comment ce tirage varie sur une pente ou sur une rampe faisant avec l'horizon un angle α.

Un poids P placé sur une inclinaison α a deux composantes : l'une $P\cos\alpha$ normale à l'inclinaison, c'est la charge transmise au terrain ; l'autre $P\sin\alpha$ parallèle à l'inclinaison ; celle-ci facilite ou entrave le mouvement du poids P, suivant que ce poids tend à descendre ou à monter.

Ceci posé, le cheval sur une route inclinée doit fournir : 1° l'effort musculaire

nécessaire à la progression quel que soit le chemin parcouru, nous ne tenons pas compte de cet effort spécial ; 2° l'effort nécessaire pour produire le tirage indépendamment de la pesanteur, c'est la quantité f P cos α, produit du coefficient f par la charge normale à la chaussée ; 3° l'effort nécessaire pour faire monter son propre corps de poids p et le véhicule de poids P ; cet effort est la composante des poids P et p parallèle à l'inclinaison, c'est donc $(P+p)$ sin α.

Lorsque le cheval va en montant, il doit vaincre l'action de la pesanteur, et le dernier terme que nous venons de considérer est affecté du signe + ; au contraire, lorsque le cheval va en descendant, l'action de la pesanteur lui vient en aide et le soulage (au moins jusqu'à une certaine limite) et il faut affecter du signe — le terme y relatif.

De sorte que le tirage T du cheval est donné par la formule

$$T = f.\,P\cos\alpha \pm (P+p)\sin\alpha,$$

Dans laquelle on prendra le signe + ou le signe — suivant que le cheval monte ou descend; c'est-à-dire suivant que l'inclinaison doit être considérée comme une rampe ou comme une pente.

L'angle α est toujours très-petit, et son cosinus diffère peu de l'unité ; aussi peut-on, sans inconvénient, remplacer cos α par 1, surtout si l'on remarque qu'il y a incertitude sur la valeur du coefficient f. La formule se réduit donc à

$$T = fP + (P+p)\sin\alpha.$$

D'ordinaire, ce n'est point l'angle α que l'on donne, mais la pente par mètre h ; la pente d'une droite est le rapport entre la différence d'altitude de ses extrémités et la projection de cette droite sur l'horizon, c'est la tangente trigonométrique de l'angle α, et, comme cet angle est très-petit, sa tangente et son sinus sont sensiblement égaux, ce qui nous permet de mettre la formule du tirage sous la forme

$$T = fP + (P+p)\,h.$$

Si l'on est en rampe, h prend le signe + ; si l'on est en pente, h prend le signe —.

Dans les deux cas, on arrive assez rapidement à une limite pour laquelle la formule pratique n'est plus applicable.

Ainsi, en rampe, la charge P va sans cesse en décroissant à mesure que h augmente, et il arrive un moment où le cheval en a bien assez de s'élever seul sans rien traîner. Il est même certaines pentes qu'un cheval libre ne peut gravir, mais comme cette limite est inutile dans la pratique, et est, du reste, susceptible de varier d'un sujet à l'autre, il est inutile de la chercher.

Il n'en est point de même en pente ; l'action de la pesanteur soulage le cheval, et il arrive un moment où l'effort T devient nul, c'est lorsque

$$h = \frac{fP}{P+p};$$

partir de là, non-seulement le cheval ne tire plus, mais il doit retenir et le véhicule et son propre poids.

Lorsqu'on est arrivé à cette limite, il convient d'enrayer, c'est-à-dire d'immobiliser les roues soit par un frein, soit par un sabot, ce qui transforme le frotte-

ment de roulement en frottement de glissement, lequel est, comme on sait, beaucoup plus considérable.

Nous avons vu, en examinant le mémoire de M. Dupuit, que la pente limite était simplement égale à la valeur du frottement de roulement f; dans ce cas, le cheval marche comme s'il était libre, et la composante de son poids n'est pas annulée. La limite ainsi obtenue est un peu inférieure à la précédente. Nous l'avons trouvée égale à 0,03 pour les chaussées d'empierrement, et à 0,02 pour les chaussées pavées.

Le tirage, sur les diverses pentes et rampes, s'obtient par la formule que nous venons de donner. Cherchons maintenant le travail moteur correspondant en kilogrammètres.

Sur une inclinaison h, de longueur l, le travail moteur M sera le produit de l'effort T par le chemin parcouru, soit :

$$M = f.P.l + hl(P+p),$$

et si l'on a une série de pentes et de rampes de longueurs l, l', l''... et d'inclinaisons h, h', h''..., lesdites inclinaisons étant prises avec leur signe, on aura pour le travail moteur total à développer d'un bout de la route à l'autre :

$$M = f.P(l+l'+l''\ldots\ldots)+(P+p)(hl+h'l'+h''l''\ldots\ldots);$$

or hl, produit de la pente et de la longueur à parcourir, n'est autre que la hauteur totale H de la pente ou de la rampe, et cette hauteur prend le signe *plus* ou le signe *moins*, suivant le sens de l'inclinaison; de sorte que la somme algébrique des valeurs de H représente la différence d'altitude entre les deux points extrêmes.

Si donc on appelle L la longueur totale de la route, et K la différence d'altitude entre ses deux extrémités, on aura :

$$M = f.P.L + (P+p)K$$

D'après cette expression, le travail moteur à développer ne dépendrait que de la différence d'altitude qu'il s'agit de racheter sur tout le parcours; la valeur des pentes et rampes successives, ainsi que leur longueur, serait sans influence. C'est un résultat évidemment absurde, même avec un mécanisme quelconque, car les résistances passives dépendront toujours du profil en long. Mais, pour les moteurs animés, l'absurdité est encore plus manifeste, car l'effort dont ces moteurs sont capables doit être renfermé dans d'étroites limites, si on ne veut les fatiguer outre mesure; les pentes ne doivent donc pas être quelconques, comme inclinaison et comme longueur, et, entre deux points donnés, il existe toujours une série de pentes et de rampes qui donnera au cheval le minimum de fatigue.

C'est là sans doute un problème fort intéressant, malheureusement il n'est pas résolu mathématiquement, et (le fût-il?) on ne s'en servirait guère, car une multitude d'autres considérations interviennent dans le choix des tracés.

Recherches de MM. Corrèze et Manès sur la distance parcourue en un jour par un cheval, et l'effort continu exercé pendant le parcours. — MM. Corrèze et Manès, dont nous avons déjà cité le mémoire, se sont proposé de relier par une relation algébrique la distance D parcourue en un jour par un cheval et le tirage continu T que ce cheval exerce.

Il est clair que ces deux quantités sont étroitement liées; car, par exemple, lorsqu'un cheval n'a aucun tirage à exercer, on admet qu'il peut parcourir 70 kilomètres dans sa journée, alors T est nul et D maximum; au contraire, d'après Tredgold, lorsqu'un cheval exerce une traction de 400 kilogr., il ne se déplace pas, alors T est maximum et D est nul. Entre ces deux extrêmes, T et D varient suivant une loi plus ou moins régulière, mais qu'il est toujours possible de renfermer d'une manière approchée dans une formule algébrique.

Lorsque, dans un phénomène physique, entrent deux variables x et y, et que, par une série d'expériences, on a obtenu n valeur, $x_1 y_1$, $x_2 y_2$, $x_3 y_3$, de ces variables, on peut relier x et y par une expression parabolique du degré $(n-1)$ de la forme :

$$(1) \qquad y = a + bx + cx^2 + dx^3 + \ldots\ldots$$

dont on déterminera les coefficients numériques a, b, c... en résolvant un système de n équation du 1[er] degré, qui sont :

$$y_1 = a + bx_1 + cx_1^2 + dx_1^3 + \ldots\ldots$$
$$y_2 = a + bx_2 + cx_2^2 + dx_2^3 + \ldots\ldots$$

. . . .
. . . .

Connaissant les valeurs des coefficients numériques a, b, c..., on les porte dans l'équation (1), qui, dès lors, donnera la valeur de y correspondant à une valeur déterminée de x. Il va sans dire qu'une pareille formule constitue un système d'interpolation commode, mais qu'elle est empirique, et qu'à ce titre il faut bien se garder de l'appliquer en dehors des limites de l'expérience.

C'est par cette méthode, en se servant des expériences que nous avons relatées sur la force de traction du cheval, que MM. Corrèze et Manès ont trouvé la relation suivante entre la distance D et le tirage T :

$$(2) \qquad D = 70 - 0{,}792\,T + 0{,}00294\,T^2 - 0{,}00000540\,T^3$$

Si l'on se donne des valeurs successives du tirage croissant de 1 kilogramme en 1 kilogramme, de 0 à 200 kilogrammes, la formule précédente donnera la série des valeurs correspondantes de D. Faisant dans chaque cas le produit de T par D, nous aurons en kilogrammètres l'action ou travail moteur journalier du cheval, et la série des valeurs de cette action journalière présentera un maximum. Le calcul montre que ce maximum a lieu pour un tirage de 66 kilogrammes et un chemin parcouru de 29,540 mètres.

Ceci posé, nous avons vu plus haut que le tirage T, sur une pente h, avec un véhicule de poids P et un cheval de poids p, était égal à

$$T = f.P + h(P + p),$$

et s'il y a (n) chevaux, le tirage de chacun est :

$$T = f\frac{P}{n} + h\,\frac{P}{n} + hp.$$

Nous obtenons ainsi le tirage nécessaire pour le mouvement du véhicule et de l'attelage sur la pente h; transportant cette valeur du tirage dans la formule (2), nous trouverons la distance D, qu'il sera possible de parcourir en un jour avec les conditions données, et la quantité d'action journalière sera TD.

Supposons maintenant qu'il y ait à gravir une montagne de hauteur H en suivant une rampe continue h, il faudra un développement de route d'une longueur égale à $\frac{H}{h}$, et, comme le véhicule parcourt une distance D par jour, il gravira la montagne en un nombre de jours représenté par $\frac{H}{hD}$, et l'ascension absorbera par cheval une quantité d'action égale à :

$$\frac{TH}{h.D}.$$

Faisons varier la pente h, nous obtiendrons une série de valeurs de la quantité d'action à développer par chaque cheval pour gravir la montagne; dans cette série, nous choisirons la valeur minima, et nous adopterons pour la route la pente correspondante.

Mais de tels calculs ne présentent, suivant nous, qu'un intérêt purement platonique; les nombres qui servent de point de départ sont trop peu exacts et varient trop, d'un cheval à l'autre, pour que l'on puisse ajouter la moindre confiance aux résultats qu'on en tire.

Les conclusions des auteurs n'ont, du reste, pas été sanctionnées par la pratique, car ils arrivaient à trouver que des pentes de 0,08 à 0,10 étaient favorables au roulage; l'expérience a montré, au contraire, qu'il fallait bien se garder d'atteindre de pareilles limites.

Dans les *Annales des ponts et chaussées* de 1834, M. l'ingénieur Goux a repris le travail de MM. Corrèze et Manès, il a montré que leur équation (2) présentait un vice capital; en effet, si on cherche par la méthode algébrique les maximum et minimum de D, lorsque T varie, il faut égaler à zéro la dérivée du second membre de l'équation (2); cette dérivée est une équation du second degré qui a deux racines réelles, et il résulte des signes des coefficients numériques qu'entre ces deux racines réelles T et D croîtraient simultanément, ce qui est évidemment absurde.

M. Goux a paré à cet inconvénient en établissant une autre formule empirique :

$$D = \frac{245300T^2}{10.000.000 + 3577\,T^2 - 0,5365T^5}$$

Cette formule, établie avec les mêmes nombres que la précédente, est entachée des mêmes vices, et doit inspirer aussi peu de confiance.

Recherches de M. Devillers, inspecteur général des ponts et chaussées. — Dans son mémoire de 1838, M. Devillers remarque que les expériences, faites en vue de déterminer les rapports qui existent entre les inclinaisons des rampes et l'action journalière que les chevaux y développent, manquaient de précision et ne concordaient nullement d'un observateur à l'autre.

Il observe, en outre, qu'il n'a pas été fait d'expériences pour établir les rapports qui existent entre l'inclinaison des rampes et les vitesses qu'y prennent naturellement les chevaux employés au roulage.

Quelques personnes ont observé que les bons chevaux accélèrent leur marche sur les rampes très-roides; mais elles présument que ces *coups de colliers* sont de peu de durée, et que les chevaux reviennent ensuite à une allure plus propre à leur conservation; qu'ils sont doués d'un instinct suffisant pour ne dépenser

constamment que la même quantité de force et ne produisent conséquemment que la même quantité d'action, quel que soit le travail auquel on les applique ; en sorte que la vitesse de leur marche serait exactement d'autant moindre que les rampes à franchir seraient plus roides. Cette conjecture n'est-elle pas aussi hasardée que celle que l'on faisait avant les expériences de Coulomb, en admettant que toutes les fois qu'on n'outre-passait pas la force des chevaux, on pouvait varier à volonté leur effort, leur vitesse et la durée de leur action, et qu'une même quantité d'action produisait la même fatigue [1] ?

On connaît bien peu, en effet, la manière dont se produisent les forces des animaux. On sait, pour l'homme, jusqu'à quel point certaines circonstances morales, telles que la colère et la crainte, influent sur sa force, pour l'augmenter prodigieusement ou l'anéantir. Des agents extérieurs mêmes, le bruit du tambour et l'odeur de la poudre rendent de l'énergie à des soldats épuisés de fatigue. Ne peut-il pas y avoir quelque chose d'analogue chez les animaux, ou les chevaux, par exemple, ne seraient-ils que des machines locomotives pour lesquelles l'avoine remplacerait le combustible ; de sorte que leurs forces seraient produites en raison directe de ce que l'animal consommerait ? Il est bien permis d'en douter quand on voit le cheval s'animer au son de la trompette, et défaillir au pressentiment du voisinage d'un loup ? Et, quoique avec moins d'énergie, les forces d'un cheval ne peuvent-elles pas être engourdies par l'uniformité de sa marche, ou excitées par un obstacle à surmonter, par une rampe à franchir ?

Des expériences à ce sujet sont certainement à désirer sous beaucoup de rapports : car il pourrait en résulter deux choses, savoir : d'une part, que l'on pourrait conserver plus longtemps ces animaux, et en tirer un meilleur et plus grand effet utile en les ménageant : c'est l'intérêt des rouliers ; et, d'une autre part, que, dans des cas extrêmes, on pourrait, en fatiguant les chevaux outre mesure et en les sacrifiant, obtenir pour un temps court un beaucoup plus grand déploiement de force : c'est l'industrie bien connue et sans pitié des entrepreneurs de transports à grande vitesse.

M. Devillers fit donc entreprendre une série d'expériences sur la grande route de Lyon-Genève, qui était soumise à un roulage considérable, et fort accidentée ; elle présentait en particulier une série de rampes variées, consécutives et sans contre-pentes.

On fit un nivellement en long de la route, et on marqua par des piquets les limites des rampes successives ; on suivait montre en main les voitures de roulage, et l'on voyait quel temps chacune d'elles mettait à gravir une rampe donnée ; on notait aussi la composition de l'attelage, et l'on connaissait en outre le poids de la voiture et de son chargement. De la sorte on possédait tous les éléments du problème.

La comparaison des résultats mis en présence fit voir que :

1° Dans un attelage d'un cheval ou de deux chevaux et d'une paire de bœufs, l'action produite est plus forte que dans un attelage de deux et de trois chevaux, c'est-à-dire que, dans les rampes, une paire de bœufs, est plus puissante qu'un cheval.

2° L'attelage de deux chevaux est préférable à celui de trois, excepté lorsque l'attelage commence à se fatiguer, moment où les chevaux paraissent travailler tous également ;

3° L'action des animaux en montant une rampe continue, variable dans son

[1] Navier, édition de Bélidor, p. 304.

inclinaison, va en augmentant pendant un certain temps et décroît ensuite. Ces animaux n'ont donc pas l'instinct de n'employer constamment que la même quantité de force.

TABLEAU DES QUANTITÉS D'ACTION PAR SECONDE ET PAR CHEVAL EN KILOGRAMMÈTRES.

1° PAR ORDRE DES PENTES.				2° PAR ORDRE DES VITESSES.			
NUMÉROS DES OBSERVATIONS.	PENTES.	UN OU DEUX CHEVAUX.	TROIS CHEVAUX.	NUMÉROS DES OBSERVATIONS.	VITESSES.	UN OU DEUX CHEVAUX.	TROIS CHEVAUX.
15	0.142	»	86	3	1.66	»	54
29	0.138	»	226	5	1.00	»	44
12	0.112	93	»	17	1.00	117	»
13	—	»	90	29	1.00	»	226
14	—	»	70	28	0.95	»	100
20	0.100	93	»	1	0.92	»	59
21	—	»	76	2	0.92	61	»
22	—	»	96	22	0.91	»	96
31	—	80	»	42	0.89	55	»
32	—	»	74	45	0.85	»	49
33	—	»	97	20	0.84	95	»
17	0.094	117	»	40	0.84	76	»
18	—	»	69	34	0.83	»	39
19	0.090	»	40	35	0.83	»	41
44	—	»	65	9	0.80	86	»
9	0.088	81	»	26	0.80	88	»
10	—	»	64	27	0.80	»	85
11	—	»	63	12	0.75	93	»
38	0.08	»	66	13	0.75	»	90
39	—	»	65	38	0.73	»	66
23	—	67	»	39	0.73	»	65
24	—	»	56	23	0.71	67	»
25	—	»	49	32	0.68	»	74
36	0.06	»	45	43	0.68	51	»
37	—	»	43	10	0.66	»	64
40	0.05	76	»	44	0.66	»	65
34	0.035	»	39	21	0.64	»	76
35	—	»	41	24	0.62	»	56
3	0.025	»	54	37	0.62	»	43
1	0.01	60	»	36	0.62	»	45
2	0.01	61	»	14	0.60	»	70
42	0.008	55	»	25	0.55	»	49
43	0.004	31	»	15	0.43	»	86

Le tableau qui comprend les observations rangées dans l'ordre des pentes nous apprend que la quantité d'action est d'autant plus grande que la pente est plus forte (sauf les anomalies 17 et 40), ce qui prouve encore que l'animal n'a pas l'instinct de sa conservation.

La seconde partie du tableau, qui comprend les observations rangées dans l'ordre des vitesses, montre que la vitesse la plus favorable est celle d'un mètre par seconde, excepté pour les expériences 34 et 35, où il y avait évidemment un cheval de trop dans l'attelage de trois chevaux. On remarque aussi que les vitesses $1^m,66$ et $0^m,62$ produisent à peu près les mêmes résultats.

Les longues pentes uniformes (nos 34 à 37) paraissent désavantageuses quant au résultat du travail des chevaux ; ils s'y reposent.

Les résultats des observations peuvent varier beaucoup d'un département à l'autre, car la force et le poids des animaux sont aussi très-variables ; ainsi un gros cheval flamand pèse jusqu'à 550 kilogrammes, et un cheval de montagne peut ne peser que 250 kilogrammes.

Recherches de M. Favier et de M. Durand-Claye. — Dans son essai sur les lois du mouvement de traction, M. Favier, inspecteur général des ponts et chaussées, a cherché à rendre comparables les divers tracés que l'on peut faire d'une route entre deux points donnés.

A cet effet, il transforme chacune des pentes et rampes du tracé en longueur horizontale équivalente, c'est-à-dire imposant aux chevaux la même fatigue pour le même poids transporté.

De sorte qu'étant donnés plusieurs tracés, on peut trouver par les tables de Favier leurs longueurs horizontales équivalentes ; et celui auquel correspond la moindre longueur horizontale est évidemment le meilleur au point de vue spécial du roulage.

Malheureusement, les calculs de M. Favier prêtent beaucoup à la critique et ne peuvent inspirer une absolue confiance ; ses tables permettent bien de faire un choix déterminé, mais on n'est pas sûr que ce choix soit le meilleur.

M. l'ingénieur Léon Durand-Claye a repris dans ces derniers temps la méthode de Favier, et l'a mise sous une forme plus simple. C'est son travail que nous allons suivre :

Comme nous l'avons dit, la force développée par un cheval comprend à chaque instant deux éléments : 1° la force nécessaire au jeu des muscles pour la marche en avant ; 2° le tirage.

Soit p le poids du cheval, nous admettrons que le jeu des muscles absorbe une force Kp, proportionnelle à ce poids ; quant au tirage, relatif à une charge P sur une pente h, pour une route dont le coefficient de roulement f, il est égal à :

$$fP+(P+p)h.$$

Donc l'effort total à demander à un cheval est

$$(1) \qquad F=Kp+fP+(P+p)h.$$

Le tirage proprement dit peut devenir négatif, lorsque la pente est trop forte et que le cheval est forcé de retenir ; cela arrive pour les valeurs de h supérieures à celles qui résultent de l'équation

$$fP+(P+p)h=o,$$

c'est-à-dire à partir de la limite

$$i=\frac{P}{P+p}f$$

Si l'inclinaison a une longueur l, la fatigue du cheval, c'est-à-dire son action ou, plus exactement, son travail mécanique en kilogrammètres, est égale à Fl, et résulte de l'équation :

$$\varphi=Fl=Kpl+fPl+hl(P+p);$$

la fatigue q pour transporter l'unité de poids à la distance l sur l'inclinaison ph sera donc :

$$(2) \qquad q=\frac{Fl}{P}=K\frac{p}{P}l+fl+\left(1+\frac{p}{P}\right)hl.$$

Et si la route entière se compose d'une série de pentes et de rampes connues' il faudra, pour avoir la fatigue totale Q, nécessaire au transport de l'unité de poids d'un bout à l'autre, faire la somme de toutes les équations partielles (2), ce qui donnera :

$$Q=K\frac{p}{P}L+\Sigma\left\{fl+\left(1+\frac{p}{P}\right)hl\right\},$$

formule dans laquelle L est la longueur totale de la route.

Deux cas peuvent se présenter dans l'application de cette formule :

1° Aucune des inclinaisons n'atteint la limite i ci-dessus spécifiée ; tous les termes qui composent la somme Σ sont alors positifs, et la valeur de la fatigue peut s'écrire :

$$(3) \qquad Q=K\frac{p}{P}L+fL+H\left(1+\frac{p}{P}\right),$$

formule dans laquelle H ou Σhl représente la somme algébrique des hauteurs des montées et des descentes, c'est-à-dire la différence d'altitude des deux points extrêmes du tracé.

2° Un certain nombre des inclinaisons dépasse la limite i, c'est-à-dire sont telles que le cheval est forcé de retenir au lieu d'avoir à exercer un tirage. Lorsque cette circonstance se produit, c'est une pratique générale chez les rouliers de serrer la mécanique, c'est-à-dire le frein, afin d'empêcher la roue de tourner, ou tout au moins de ne la laisser tourner qu'en n'exerçant à sa surface un frottement considérable : on annule ainsi l'excès de poussée que produit la pesanteur. De sorte que, pour toutes les pentes supérieures à la limite i, on doit considérer le tirage comme nul.

L'équation se réduit alors à. . . . . $F=Kp$

et l'équation (2) à. . . . . $q=K\frac{p}{P}l,$

Que l'on peut évidemment écrire. . . . . $q=K\frac{p}{P}l+fl-fl.$

La forme générale de l'équation (2) peut donc être maintenue comme expression de la fatigue pourvu que l'on remplace le facteur

$$\left(1+\frac{p}{P}\right)h \text{ par } -f,$$

toutes les fois que la pente h dépasse la limite i.

La fatigue se calculera donc toujours par l'équation (2) sur toutes les pentes possibles, pourvu que l'on remplace par la limite

$$i=\frac{P}{P+p}f.$$

toutes les pentes supérieures à cette limite.

Grâce à cette restriction, il sera facile de faire la somme des fatigues élémentaires q, relatives aux pentes et rampes qui se succèdent, et on obtiendra ainsi la fatigue totale Q.

Cherchons maintenant la fatigue que le même cheval éprouverait sur un palier de la même route pour transporter l'unité de poids à une distance A. Cette fatigue Q_0 est donnée par la formule (3) dans laquelle on annule H, et où l'on représente par π le poids total du véhicule traîné; donc :

$$Q_0 = \left(K \frac{p}{\pi} + f \right) A$$

On aura évidemment la valeur de A, longueur horizontale équivalente du tracé dont il s'agit, en égalant Q_0 et Q, et si l'on pose

$$K \frac{p}{\pi} + f = \frac{1}{m},$$

le problème sera résolu par la formule simple

$$A = mQ, \qquad (4)$$

dans laquelle m est un coefficient constant qui ne dépend que de la nature du cheval et de celle de la route, et Q est la fatigue totale que l'on calcule comme nous l'avons dit plus haut.

Mais il nous reste à résoudre un point délicat, c'est la détermination des constantes $\frac{P}{p}$ et $\frac{\pi}{p}$ qui entrent dans nos formules; ce sont ces rapports que M. Durand-Claye appelle les chargements (car en effet ils les mesurent) et qu'il désigne par la lettre C.

Ces chargements doivent être évidemment choisis de manière que le cheval produise le maximum d'effet utile, dans l'un et l'autre cas. Grâce aux expériences dont nous avons donné précédemment les résultats, le choix va nous être facile.

1° *Détermination du coefficient* (m). — Il est donné par la formule

$$\frac{1}{m} = K \frac{p}{\pi} + f;$$

f c'est le coefficient de roulement que nous connaissons. Il convient de le prendre égal à 0,03 sur un bon empierrement ordinaire, mais il faut s'abaisser jusqu'à 0,02 s'il s'agit d'une chaussée pavée.

Passons à la détermination de K :

Si l'on appelle Jp le travail de tirage ou le nombre de kilogrammètres que produit en un jour un cheval parcourant un espace N, il faut pour avoir le travail total ajouter à Jp le travail absorbé par le jeu des muscles qui produisent la progression, ce travail des muscles est KpN, et le travail total, intérieur et extérieur, développé par le cheval est égal à $Jp + KpN$; d'autre part, un cheval libre, sans aucune charge, ne développant que le travail nécessaire à sa marche, est suffisamment fatigué en une journée quand il a parcouru un espace S, et il a alors développé un travail intérieur de SKp kilogrammètres. Égalant la fatigue dans les deux cas, et supprimant le facteur commun p, nous trouvons

$$K = \frac{J}{S - N} \qquad (5)$$

D'après Tredgold, l'espace S est de 70 kilomètres; d'après un grand nombre d'expérimentateurs, l'espace N parcouru en un jour par un cheval qui tire est de $32^k,4$; reste à fixer la valeur de J, c'est-à-dire le travail journalier du cheval, rapporté à son poids. Les seules expériences susceptibles de nous fixer à ce sujet sont celles de M. de Gasparin, qui mesurait à la fois et le travail journalier et le poids du cheval; il en résulte qu'un bon cheval ordinaire donne en kilogrammètres par jour un travail de 5400 fois son poids. Donc $J = 5400$, et la formule (5) donne

$$K = 0{,}143.$$

Déterminons maintenant la valeur de $\frac{p}{\pi}$:

Puisque le cheval développe en un jour un travail de 5400 p kilogrammètres et parcourt 32,400 mètres, son effort moyen de traction est

$$\frac{5400p}{32400} = \frac{p}{6},$$

et cet effort moyen est égal à $f\pi$, expression qui représente aussi le tirage en plaine.

$$\frac{p}{6} = f\pi = 0{,}03\,\pi \quad \frac{p}{\pi} = 0{,}18.$$

Substituant les nombres que nous venons de trouver aux lettres qui les représentent dans l'expression de m, nous trouvons

$$m = 18.$$

2° *Détermination du coefficient* $\frac{P}{p}$. — Le coefficient $\frac{P}{p}$ représente le chargement proportionnel qu'il convient d'admettre en rampe.

Sur un tracé accidenté, dit M. Durand-Claye, les résistances varient et avec elles les vitesses. L'expérience montre que, pourvu que l'allure ne change pas et qu'on n'ait pas à passer au trot, la résistance peut s'abaisser et la vitesse augmenter sensiblement, sans que le rendement s'éloigne beaucoup du maximum ; tandis que, au contraire, la résistance ne peut dépasser une certaine limite sans que le produit journalier du cheval s'en ressente, même si la vitesse diminue en proportion.

Il faut donc s'arrêter au chargement qui, pour les montées les plus pénibles, n'exige pas un effort exagéré de la part du cheval.

La force de cet animal se prête à des variations considérables. Quand la résistance augmente momentanément, il peut la vaincre, en donnant un coup de collier. Mais, si l'on veut en tirer le rendement le plus avantageux, il faut que ces coups de collier soient de courte durée et d'autant moins prolongés qu'ils sont plus énergiques.

Il faut donc, pour chaque rampe de la route, fixer un effort de traction maximum Mp, calculé suivant la longueur de cette rampe, d'après les données de l'expérience et s'assujettir à ne le pas dépasser.

La résistance de la charge P sur une rampe d'inclinaison r est :

$$fP + (P + p)r$$

et cette résistance doit être au plus égale au maximum Mp qu'on s'est fixé par la traction; donc :

$$Mp = fP + (P + p) r,$$

et $$C \text{ ou } \frac{P}{p} = \frac{M - r}{f + r}$$

Reste à fixer la valeur de M :

On serait tenté, dit l'auteur, de la faire constante; mais cette hypothèse ne serait pas logique, car elle exclurait les coups de collier et conduirait sur de longues rampes à des efforts continus excessifs. D'autre part, on n'a guère d'expériences sur le tirage comparé à la longueur des rampes; les seules sont celles de M. Devillers que nous avons rappelées plus haut.

Si on consulte le tableau qui les résume, on verra qu'un cheval du poids de 400 kilogrammes peut exercer un effort qui va jusqu'à 130 kilogrammes sur une rampe très-courte : alors

$$Mp = 130 \quad M = \frac{130}{400} = 0{,}325, \text{ soit environ } \frac{1}{3}.$$

La limite supérieure de M paraît donc devoir être fixée à $\frac{1}{3}$ pour une rampe très-courte.

Pour une rampe très-longue, qu'un cheval mettra une grande fraction de journée à gravir, le tirage doit atteindre la même valeur qu'en plaine, celle qui convient le mieux à un effort continu, c'est-à-dire $\frac{p}{6}$, et alors $M = \frac{1}{6}$, c'est sa limite inférieure.

Les moyennes des nombres de M. Devillers montrent qu'un cheval de 400 kilogrammes peut, sans diminuer son travail journalier gravir une rampe de 4500 mètres avec un tirage continu de 90 kilogrammes, ce qui donne dans ce cas

$$M = 0{,}225 \text{ pour } l = 4^{k},5.$$

La formule empirique :

$$M = \frac{1 - \sqrt{0{,}023\, l}}{3} \qquad (6)$$

satisfait aux trois expériences précédentes, car pour $l = o$, elle donne $M = \frac{1}{3}$; pour $l = 4{,}5$, elle donne $M = 0{,}226$; et pour $M = \frac{1}{6}$, elle donne $l = 11$ kilomètres, longueur qui correspond à une forte partie de la journée d'un cheval et indique bien l'idée de continuité.

Lorsque la rampe a plus de 11 kilomètres de longueur, ce qui est bien rare, on conserve pour M la valeur $\frac{1}{6}$.

Ainsi dans chaque cas, la quantité M s'obtiendra en substituant dans la formule (6) la plus longue rampe continue, ou la plus large succession de rampes non interrompues par des paliers et des contre-pentes.

M. Durand-Claye a réuni dans le tableau suivant les valeurs successives de l et M :

L (kilomèt.)	M	L	M	L	M	L	M	L	M	L	M
0.0	0.333	2.0	0.262	4.0	0.232	6.0	0.210	8.0	0.190	10.0	0.173
0.1	0.317	2.1	0.260	4.1	0.231	6.1	0.209	8.1	0.189	10.1	0.172
0.2	0.311	2.2	0.258	4.2	0.230	6.2	0.208	8.2	0.189	10.2	0.171
0.3	0.306	2.3	0.257	4.3	0.229	6.3	0.207	8.3	0.188	10.3	0.170
0.4	0.301	2.4	0.253	4.4	0.227	6.4	0.206	8.4	0.187	10.4	0.170
0.5	0.297	2.5	2.255	4.5	0.226	6.5	0.205	8.5	0.186	10.5	0.169
0.6	0.293	2.6	0.252	4.6	0.225	6.6	0.204	8.6	0.185	10.6	0.168
0.7	0.291	2.7	0.250	4.7	0.224	6.7	0.203	8.7	0.184	10.7	
0.8	0.288	2.8	0.249	4.8	0.223	6.8	0.202	8.8	0.183	10.8	0.167
0.9	0.286	2.9	0 247	4.9	0.222	6.9	2.201	8.9	0.183	et au delà.	
1.0	0.283	3.0	0.246	5.0	0.220	7.0	0.200	9.0	0.182		
1.1	0.280	3.1	0.244	5.1	0.219	7.1	0.199	9.1	0.181		
1.2	0.278	3.2	0.243	5.2	0.218	7.2	0.198	9.2	0.180		
1.3	0.276	3.3	0.242	5.3	0.217	7.3	0.197	9.3	0.179		
1.4	0.273	3.4	0.240	5.4	0.216	7.4	0.196	9.4	0.178		
1.5	0.271	3.5	0.239	5.5	0.215	7.5	0.195	9.5	0.177		
1.6	0.269	3.6	0.237	5.6	0.214	7.6	0.194	9.6	0.176		
1.7	0.267	3.7	0.236	5.7	0.213	7.7	0.193	9.7	0.176		
1.8	0.266	3.8	0.235	5.8	0 212	7.8	0.192	9.8	0.175		
1.9	0.264	3.9	0.234	5.9	0.211	7.9	0.191	9.9	0.174		

En somme, on déterminera la longueur équivalente à un tracé proposé au moyen des opérations suivantes :

1° On cherchera dans la table précédente l'effort maximum M qui convient à la longueur de chacune des rampes;

2° On calculera pour chaque rampe la fraction $\frac{M-r}{f+r}$, qui est égale au rapport $\frac{P}{p}$ ou au chargement proportionnel C; on adoptera pour le chargement C la plus petite des valeurs ainsi trouvées;

3° On calculera l'inclinaison limite

$$i=\frac{P}{P+p}f \text{ ou } \frac{C}{1+C}f,$$

et on composera un profil fictif dans lequel on remplacera par i toutes les pentes qui lui sont supérieures; on en déduira la différence fictive de niveau H;

4° On calculera la fatigue Q par la formule

$$Q=\left(\frac{K}{C}+f\right)L+\left(1+\frac{1}{C}\right)H,$$

et, connaissant le coefficient m, l'équation

$$A=mQ$$

fournira la longueur horizontale équivalente au tracé proposé.

Exemple de réduction d'un tracé en longueur horizontale équivalente. Soit le tracé suivant :

1. — Rampe de 0,02 sur . . .	1,500	mètres.
2. — Palier sur.	500	—
3. — Pente de 0,05 sur.. . .	300	—
4. — Palier sur.	300	—
5. — Rampe de 0,07 sur. . .	100	—
6. — Rampe de 0,03 sur. . .	500	—

On a les valeurs des coefficients numériques

$$K = 0,143 \quad f = 0,03 \quad m = 18,$$

et le tableau des valeurs de M donne : pour la rampe n° 1, $M = 0,271$, pour la rampe n° 5 $M = 0,317$, et pour la rampe n° 6, $M = 0,297$.— Les valeurs correspondantes de la fraction $\frac{M-r}{f+r}$, ou du chargement C, sont : 5,02, 2,47, 4,45.

C'est la plus petite de ces valeurs, c'est-à-dire 2,47 qu'il faut adopter pour le chargement.

Calculons maintenant la limite i, elle est égale à $\frac{C}{1+C}f$ ou 0,021. La pente n° 3 doit donc être remplacée par la pente fictive 0,021 ; et la hauteur fictive H sera donnée par :

$$0,02.1500 - 0,021.300 + 0,07.100 + 0,03.500 = 45^m,4$$

La fatigue est égale à

$$Q = \left(\frac{K}{C} + f\right) L + \left(1 + \frac{1}{C}\right) H = \left(\frac{0,143}{2,47} + 0,03\right) 3,200 + \left(1 + \frac{1}{2,47}\right) 45.4 = 335,39$$

et

$$A = 18 \times 335,39 = 6037,02.$$

Ainsi, un cheval éprouvera, pour parcourir le tracé proposé dont la longueur est de 3,200 mètres, la même fatigue que pour parcourir horizontalement 6,037 mètres.

Pour être absolument exact, il faudrait admettre que le cheval parcourt aussi la route en sens contraire, chercher la nouvelle longueur horizontale équivalente, et prendre la moyenne de celle-ci avec la première.

Nous aurons lieu de procéder plus loin à cette opération, lorsqu'il s'agira de faire un choix entre les divers tracés qui sont possibles entre deux points donnés.

On peut ne pas avoir une absolue confiance dans la méthode présentée par M. Durand-Claye, parce que les chiffres qu'il donne sont basés sur trop peu d'expériences. Mais enfin cette méthode est, suivant nous, bien supérieure à celle de Favier, et elle peut rendre d'utiles services. Il faut se rappeler du reste que tous les problèmes relatifs à l'action des moteurs animés ne sont pas susceptibles d'une solution générale, et qu'il faut toujours se contenter d'une assez large approximation.

DE L'INFLUENCE DES COURBES SUR LE ROULAGE.

Il existe dans le tracé des routes une autre considération qui influe sur le roulage, ce sont les courbes. Cette considération est bien moins importante que celle du profil en long, cependant elle mérite une attention sérieuse.

En fait de routes, la ligne droite n'est presque jamais le plus court chemin d'un point à un autre, et le tracé en plan se compose d'une ligne plus ou moins sinueuse formée d'alignements droits qu raccordent des courbes.

Nous avons expliqué en géodésie comment on pouvait raccorder deux alignements droits soit par un arc de cercle unique, soit par un arc de parabole, soit par deux arcs de cercle consécutifs. Nous ne reviendrons pas sur ces questions géométriques.

Une courbe produit deux effets sur un véhicule qui la parcourt :

1° L'attelage est forcé de se placer le long de cette courbe, ce qui n'a pas grande influence sur le tirage lorsque l'attelage est court; mais pour un attelage un peu long, le tirage d'un cheval à l'autre se transmet obliquement, et une partie de la force de chaque cheval est employée à résister à l'effort de déversement que le cheval précédent exerce sur lui. Cet effet est d'autant plus accusé que la courbure est plus prononcée, et une partie considérable du tirage peut ainsi se trouver annulée.

Il faut éviter de combiner à la fois les pentes et les courbes, car on réunit alors tous les obstacles sur un même point. On est cependant forcé quelquefois de le faire pour les lacets en pays de montagne; et alors on a soin de placer ces lacets presque en palier et de donner à la route un grand excédant de largeur, afin que tous les véhicules puissent être amenés par traction directe au sommet du lacet; là, ils restent un instant immobiles, l'attelage tourne pendant ce temps là pour se mettre dans la direction de la seconde branche du lacet, et recommencer à tirer le véhicule en ligne droite.

2° Dans les véhicules ordinaires, les essieux sont fixes et les roues mobiles; lorsqu'il y a quatre roues, l'avant-train est généralement mobile autour d'une cheville ouvrière verticale, de sorte que les deux essieux peuvent faire tel angle qu'on voudra et se diriger à chaque instant suivant les rayons de la courbe. Il n'y a donc pas de frottement de glissement proprement dit.

Chaque roue tourne indépendamment de celle qui est fixée au même essieu, de sorte qu'en courbe la roue extérieure tourne plus vite que la roue intérieure, car elle a un plus grand parcours à faire dans le même temps.

S'il n'y a point de frottement de glissement proprement dit, il y a toujours à chaque instant un léger pivotement de la roue autour de la verticale; en effet, un cylindre ne peut rouler sur un plan qu'en ligne droite, toutes les fois qu'il passe d'une direction à une autre, il y a un pivotement autour de la normale au point de contact. On se représente parfaitement cet effet en imaginant une voiture qui tourne sur place. Lorsqu'elle parcourt une courbe, le changement de direction est progressif, et il en est de même du pivotement; mais le pivotement total est toujours égal à l'angle au centre de la courbe.

Nous avons vu en mécanique, et on le conçoit sans peine, que le pivotement est une forme spéciale du glissement; il en résulte un frottement notable facile

à apprécier lorsqu on connaît l'angle au centre de la courbe, le poids de chaque roue, et la surface par laquelle elle touche le sol. Quoi qu'il en soit, ce frottement est peu de chose comparé aux autres résistances et on n'en tient pas compte.

Le mauvais effet des courbes s'atténue rapidement dès que leur rayon a une valeur notable, et il convient en ce qui les touche d'observer les principes suivants :

1° Ne jamais descendre pour les courbes au-dessous de 30 mètres de rayon;

2° Éviter les courbes à petit rayon combinées avec une pente rapide;

3° Ne pas placer à la suite l'une de l'autre une courbe et une contre-courbe de petit rayon, et les séparer autant que possible par un alignement droit de 20 mètres de longueur.

DU TRACÉ D'UNE ROUTE.

Nous l'avons vu, il n'existe pas de procédé exact pour déterminer la pente la plus favorable qu'il convient d'adopter pour aller d'un point à un autre. L'expérience a seulement indiqué quelques principes simples qui sont des guides suffisants dans la majorité des cas.

Ainsi, on peut dire que :

Sur une route nationale, les déclivités ne doivent pas dépasser.	0,03
— départementale.	0,04
Sur un chemin vicinal.	0,05

Il va sans dire que ce ne sont point là des prescriptions absolues et qu'on pourra bien souvent y déroger, notamment dans les pays de montagnes.— Plus la circulation est active, plus on doit apporter de soin à diminuer les déclivités et plus aussi il est permis de se lancer dans la dépense pour atteindre ce but.

Ce qu'on doit éviter avec la plus grande attention sur une route nouvelle, c'est de créer une déclivité exceptionnelle bien supérieure à toutes les autres, car on force alors à composer le chargement en vue seulement de cette déclivité exceptionnelle, et il en résulte une grande perte d'effet utile. L'industrie des chevaux de renfort a presque partout disparu, et c'est un secours, en tout cas, fort dispendieux, sur lequel il ne faut pas compter.

Exceptionnellement, on peut admettre une forte déclivité, pourvu qu'elle soit de faible longueur, et il est toujours possible à un attelage de la franchir grâce à un coup de collier; mais, on ne doit le faire que si on y est absolument forcé; en général, cela n'arrivera pas, et on pourra remplacer la pente forte par un développement à pente douce.

Représentation topographique d'un pays. — Lorsque l'on doit exécuter une route entre deux points donnés, on sait toujours à la seule inspection des lieux, ou bien en ayant recours à une carte de l'État major, dans quelle bande de terrain le tracé sera compris.

Il est nécessaire de relever tout d'abord le plan et le relief de cette bande de terrain. A cet effet, on procède à un nivellement complet; nous avons exposé dans tous ses détails la pratique du nivellement et du lever des plans, nous n'y reviendrons point et nous prions le lecteur de se reporter à notre cours de géodésie.

De quelque manière que l'on ait opéré, on a obtenu la projection horizontale du terrain, ainsi que les cotes d'altitude d'un certain nombre de points ; on peut donc tracer soit directement, soit par interpolation, avec d'autant plus d'exactitude que l'on possède plus de cotes bien choisies, on peut tracer, disons-nous, les courbes de niveau, c'est-à-dire les intersections du terrain par des plans horizontaux équidistants étagés les uns au-dessus des autres.

La grande carte de l'État major au $\frac{1}{40,000}$ porte des courbes tracées de 10 en 10 mètres, et, toutes les fois qu'on peut s'en procurer des extraits, elle est d'un grand secours. Il y a longtemps que les départements devraient posséder la carte de leur territoire avec toutes les courbes de niveau ; si l'on avait fait partout cette dépense il y a trente ans, que de frais d'études n'eût-on pas évités ! aujourd'hui encore quelles facilités n'en résulterait-il pas pour l'étude des chemins vicinaux, des projets de drainage et d'irrigation, et même des chemins de fer d'intérêt local !

Malheureusement, ce travail n'a pas été fait, et il faut, pour les études préparatoires d'un projet de route : 1° parcourir le terrain dans les deux sens et l'examiner avec le plus grand soin ; 2° indiquer avec le secours de la carte ordinaire de l'État major au $\frac{1}{80,000}$ les principaux tracés possibles entre les points donnés ; 3° relever le plan et le relief avec exactitude afin de pouvoir composer une carte avec courbes de niveau.

La figure 5 de la planche I représente une de ces cartes dont les courbes de niveau sont espacées de 5 en 5 mètres.

Le relief d'un terrain se compose des montagnes et des vallées. Les montagnes sont rarement isolées ; en général elles sont accolées les unes aux autres, de telle sorte que leurs cônes se pénètrent, et qu'il est impossible de faire le tour de l'une d'elles sans monter à une hauteur égale à la moitié ou au tiers de la hauteur des cimes.

On appelle col le point le plus bas par où l'on puisse passer entre deux montagnes ; c'est évidemment le point le plus praticable au voyageur qui se dirige d'un versant sur l'autre ; l'altitude des cols est quelquefois considérable et souvent le passage n'en est libre qu'à certaines époques de l'année.

Les considérations précédentes s'appliquent surtout aux grandes chaînes, telles que les Alpes et les Pyrénées, mais elles sont vraies même pour les lignes de collines.

Les lignes de collines sont formées de mamelons plus ou moins coniques qui se pénètrent, de sorte que si l'on fait une coupe verticale par la ligne qui joint leurs sommets, on obtiendra comme intersection une ligne ondulée. Pour chaque ondulation il y a deux tangentes horizontales, la plus élevée indique le point culminant ou la cime de la colline, la moins élevée indique le col.

Deux chaînes de montagnes sont séparées par une vallée, et si l'on fait dans cette vallée une série de coupes en travers, on obtient une série de courbes concaves, dont le point le plus bas correspond à la tangente horizontale. Ce point le plus bas appartient à la ligne de thalweg (chemin de la vallée).

Les lignes de thalweg et les lignes de faîte constituent comme le squelette du sol, et les premières servent à la circulation des eaux, car celles-ci, par leur *fluidité*, tendent toujours à gagner le point le plus bas du vase qui les contient.

Les lignes de thalweg coupent les lignes de faîte précisément à ces points spéciaux que l'on appelle les cols.

Les grandes chaînes de montagne et les grandes vallées qu'elles enserrent constituent les lignes de premier ordre. Par suite de la forme des chaînes, qui se composent d'une série de mamelons se pénétrant, les versants ou pentes des montagnes qui s'étendent entre les lignes de faîte et les thalwegs ne sont point des surfaces planes ; elles aussi sont ridées et ondulées. De chaque mamelon de la chaîne principale se détache un chaînon plus ou moins normal, et entre deux chaînons consécutifs est une vallée de second ordre.

Chaque chaînon a sa ligne de faîte partant d'une cime de la ligne de faîte principale et aboutissant au thalweg principal ; chaque vallée secondaire a son thalweg partant d'un col de la ligne de faîte principale et aboutissant aussi au thalweg principal.

Les chaînons et les vallées secondaires se subdivisent de même en chaînons et vallées tertiaires, et ainsi de suite indéfiniment.

Ces transformations successives sont parfaitement accusées par la figure 2 de la planche I, et, si le lecteur veut considérer cette figure attentivement, il se rendra un compte exact du relief.

A mesure que l'on passe d'une vallée dans une autre d'un ordre plus élevé, les inclinaisons s'ajoutent, et les déclivités vont sans cesse en augmentant.

Lorsqu'on possède une carte avec courbes de niveau, rien n'est plus facile que de tracer entre deux points de cette carte une ligne qui présente des pentes et rampes d'une valeur donnée.

Nous avons traité ce problème en géodésie ; mais, il est bon de rappeler ici les quelques constructions géométriques qu'on peut avoir à faire sur des courbes de niveau. La figure 3 représente une série de courbes de niveau que nous avons supposées, pour plus de simplicité, étagées de mètre en mètre.

1° Veut-on savoir quelle est la pente du terrain en A, par ce point A on mène une ligne ab sensiblement normale aux deux courbes voisines 1 et 2 ; on élève en (a) une perpendiculaire (ac) à (ab), égale à la distance verticale qui sépare les deux courbes de niveau consécutives ; cette distance est ici d'un mètre ; joignant le point c au point b, l'angle b mesurera la pente maxima du terrain, et cette pente sera exprimée en nombre par le rapport $\frac{ac}{ab}$. C'est la plus grande pente de toutes les lignes du terrain qui se rencontrent au point A ; car pour une ligne $a'b'$, l'inclinaison est $\frac{a'c'}{a'b'}$ ou $\frac{ac}{a'b'}$, et l'oblique $a'b'$ est plus grande que la perpendiculaire (ab), donc la pente correspondante est moindre.

Ainsi, les lignes de plus grande pente d'un terrain sont les trajectoires orthogonales des courbes de niveau ; il est toujours facile de les tracer à l'œil avec une assez grande exactitude ; les lignes de faîte et de thalweg sont des lignes de plus grande pente.

2° Tracer entre deux courbes de niveau consécutives une ligne de pente donnée. Connaissant la pente m et la hauteur verticale (ac) qui sépare les deux courbes de niveau, on a la relation $m = \frac{ac}{a'b'}$ qui détermine par une quatrième proportionnelle la longueur $a'b'$. Décrivant un arc de cercle du point b' avec $a'b'$ pour rayon, on déterminera deux directions $b'a'$, $b'a''$ qui ont la pente voulue.

Inversement, étant donné une direction quelconque $b'a'$, on en connaît immédiatement la pente par le rapport $\frac{ac}{a'b'}$.

Il va sans dire que, généralement, ces calculs se font de tête au moyen du double décimètre lorsqu'on connaît l'échelle des hauteurs. Soit par exemple à tracer sur la figure une direction inclinée au $\frac{1}{10}$, si l'échelle des hauteurs est de $0^m,001$ pour mètre, la longueur cherchée $b'a'$ sera dix fois plus grande, c'est-à-dire égale à 0,01. Inversement si on reconnaît avec le double décimètre qu'une ligne $b'a'$ a par exemple un centimètre de longueur et que l'échelle soit de 0,001, la pente de cette ligne sera $\frac{0,001}{0,01}=\frac{1}{10}$.

3° En un point donné A, l'inclinaison de la ligne $a'b'$ est d'autant moindre que son angle avec la ligne de plus grande pente s'approche davantage d'un angle droit. Tant que la longueur aa' est assez faible pour qu'on puisse la considérer comme une ligne droite, les pentes varient comme le cosinus de l'angle aAa', puisque la ligne ab peut se considérer comme la projection de $(a'b')$. Lorsque la ligne mobile $a'b'$ devient normale à (ab) en A, elle est horizontale et constitue une ligne de niveau.

Entre les deux courbes consécutives 1 et 2, il est facile de construire la courbe de niveau intercalaire correspondant par exemple à la cote 1 1/2 ; il suffit pour cela de mener une série de lignes de plus grande pente, telles que ab, et de joindre le milieu de toutes ces droites par un trait continu.

4° Les sentiers, frayés naturellement à flanc de coteau, affectent presque toujours une pente régulière. Supposons qu'il s'agisse d'en tracer un à partir du point d avec une pente régulière $\frac{1}{m}$; du point d comme centre, avec un rayon de m mètres pris à l'échelle, on décrira un arc de cercle qui donnera le point (e), et la droite (de) aura la pente $\frac{1}{m}$; du point e comme centre avec le même rayon décrivons un autre arc, il nous donnera le point f, et la ligne ef aura aussi la pente $\frac{1}{m}$, et ainsi de suite jusqu'au sommet.

On obtiendra en fin de compte une ligne brisée $(defgh)$, qui permettra de gravir le flanc du coteau avec la pente continue $\frac{1}{m}$.

On peut se heurter à une impossibilité, si la fraction $\frac{1}{m}$ est supérieure à la plus grande pente du terrain en l'un des points du parcours; l'arc de cercle décrit d'un point d'une courbe ne rencontrera plus alors la courbe supérieure.

Il faudra donc, soit adopter une pente plus douce, soit chercher s'il n'est pas possible de passer avec la pente $\frac{1}{m}$ dans une autre direction.

Cette difficulté-là se rencontre bien souvent dans l'étude des projets; mais, comme nous venons de le dire, il est souvent possible de la vaincre en cherchant à passer dans une autre direction.

En effet, à chaque sommet de la ligne brisée, tel que f, il y a deux chemins d'égale pente fg et fg'; de même en g', il y en a deux autres, $g'h$ et $g'h''$, de sorte que, si l'on ne peut plus avancer à partir du point g, on verra s'il n'est point possible de passer par g'.

Toutes les fois que le tracé présente un rebroussement comme efg', on dit qu'il fait un lacet.

Le lacet est souvent indispensable, lorsqu'on ne veut pas trop s'écarter d'une

direction donnée, telle que dx, et cependant conserver des pentes faibles.

5° Supposons que l'on veuille aller de d en x avec une pente donnée $\frac{1}{m}$, et cherchons un tracé qui remplisse cette condition.

La longueur du développement de ce tracé est facile à trouver; en effet, nous connaissons sur la carte, soit d'une manière exacte, soit d'une manière suffisamment approchée, la différence d'altitude A qu'il y a de d en x; si l'on mesure aussi la distance horizontale H de ces deux points, la pente de la ligne droite qui les réunit sera $\frac{A}{H}$, et c'est la pente continue maxima que puisse avoir un chemin allant de d en x. Si l'on veut que ce chemin ait une pente moindre que $\frac{1}{m}$, le développement X sera tel que

$$\frac{A}{X} = \frac{1}{m}, \quad \text{donc } X = mA.$$

Ainsi, pour aller avec une pente continue de $0^m,02$ par mètre, d'un point à un autre, situé 20 mètres plus haut, il faudra un développement de

$$\frac{20}{0,02} = 50 \times 20 = 1000 \text{ mètres.}$$

Le développement est proportionnel à l'inverse de la pente; lorsqu'on réduit une pente de moitié, on double le chemin à parcourir. C'est un principe élémentaire qui échappe encore à bien des gens, et l'on entend quelquefois, à l'occasion de rectifications de route, proposer des solutions impossibles, qui ne verraient point le jour si tout le monde savait bien que toute diminution de pente se paye par un accroissement proportionnel dans le parcours.

Mais revenons à notre problème, et cherchons à aller de d en x avec une pente continue $\frac{1}{m}$. A partir du point (d) traçons, comme nous l'avons fait plus haut la ligne drk... qui s'élève avec la pente $\frac{1}{m}$; à partir du point x, traçons aussi la ligne brisée $xlmn$... qui descend avec la pente $\frac{1}{m}$. Ces deux tracés se rencontrent en un point p, et l'on voit que l'on peut aller de d en x avec la pente continue $\frac{1}{m}$ par le chemin $drpmlx$.

Il y a évidemment plusieurs solutions, qui donnent toutes le même développement, mais qui présentent plus ou moins de lacets. Les lacets étant toujours chose mauvaise pour la circulation, on doit choisir le tracé qui présente les lacets les moins nombreux ou les moins accentués.

6° Supposons maintenant que l'on veuille aller de q en r, sans faire de lacets et par une pente continue. Il s'agit de déterminer cette pente (fig. 4, pl. I).

D'après l'aspect du terrain, on voit bien quelle est approximativement sa valeur; on prend donc une pente voisine et on trace la ligne d'égale pente qs, qui aboutit en s à une certaine distance de r, par exemple à gauche; on prend ensuite une pente plus forte avec laquelle on trace la ligne d'égale pente qt, qui aboutit en t à une certaine distance de r, par exemple à droite.

La ligne cherchée est placée entre les deux.

Sur une droite, portons la longueur uv représentant la pente de la ligne qs, et la longueur uu' représentant la pente de la ligne qt; élevons les ordonnées vs' et $u't'$ égales aux distances rs et rt, et joignons $s't'$. La pente de la ligne cherchée qr sera sensiblement égale à uw, et le problème est résolu.

Étude d'un projet de route sur une carte à courbes de niveau. — Les considérations précédentes ont trait à des sentiers ou chemins tracés à la surface du sol. Mais, il n'est point possible de maintenir toujours les routes à fleur de terre, bien que ce soit un but vers lequel on doive tendre afin d'éviter les déblais et remblais. Pour ne pas infléchir à chaque instant les directions, pour obtenir en plan des alignements droits et des courbes régulières de raccordement, ainsi que des pentes et rampes présentant quelque continuité, on est bien forcé d'entailler fréquemment le terrain ou de le surélever par un remblai.

Nous avons montré en géodésie comment on relevait le profil en long et les profils en travers d'une voie donnée, comment sur le profil en long le terrain était représenté par une ligne noire et l'axe du projet par une ligne rouge, comment la différence entre ces deux lignes, différence qui porte le nom de cote rouge, servait à déterminer le profil transversal des surfaces de déblai ou de remblai, comment de la connaissance de ces surfaces on pouvait déduire le cube des terrassements, et comment aussi on devait procéder au mouvement des terres de manière à obtenir le minimum de dépense. Nous ne pouvons revenir sur toutes ces questions, qui sont beaucoup mieux à leur place dans le cours de géodésie, et nous supposerons tout cela bien connu du lecteur.

Pour le moment, voici ce que nous nous proposons :

Étant donnée la carte d'un pays, planche I, fig. 5, tracer sur cette carte une route qui aille de A en B, en restant autant que possible à fleur de sol, et sans dépasser une pente de 0,04.

Cette pente limite que nous nous donnons est peut-être un peu forte; mais, si l'on jette les yeux sur la carte, on s'aperçoit qu'on est en présence d'un pays très-accidenté, et qu'il faut nécessairement dépasser un peu la limite ordinaire si l'on ne veut obtenir un développement trop considérable.

La route qui ira de A en B doit traverser une rivière importante, d'environ 100 mètres de large et contourner une montagne dont la ligne de faîte est accusée par les mamelons F.C.DE. Les bords de la rivière sont escarpés en plus d'un endroit, et d'autres escarpements se rencontrent çà et là sur les versants des collines. Nous nous trouvons donc en présence d'obstacles très-sérieux, et le tracé va présenter quelques difficultés.

Les courbes de niveau sont espacées verticalement de 5 en 5 mètres, et l'échelle du plan est de $\frac{1}{10,000}$, soit un millimètre pour 10 mètres de longueur horizontale.

D'après cela, lorsqu'on insérera entre deux courbes de niveau consécutives une droite d'une longueur de l millimètres, cette droite représentera une pente de $\frac{5}{10\,l}$ ou de $\frac{1}{2\,l}$. Donc une droite ayant une pente de 1, 1 1/2, 2, 3, 4 centimètres présentera, entre deux courbes de niveau consécutives, des longueurs données par les équations :

$$\frac{1}{2l}=\frac{1}{100}\quad \frac{1}{2l}=\frac{3}{200}\quad \frac{1}{2l}=\frac{2}{100}\quad \frac{1}{2l}=\frac{3}{100}\quad \frac{1}{2l}=\frac{4}{100},$$

d'où on tire :

$$l=50 \quad l=33 \quad l=25 \quad l=16,6 \quad l=12,5$$

Donc, lorsqu'une droite interceptée entre deux courbes de niveau consécutives aura 50 millimètres de long, elle aura une pente de 0m,01 par mètre; lorsqu'elle aura 33, 25 (16,6), (12,5) millimètres de long, sa pente sera de 1 1/2, 2, 3, 4 centimètres par mètre.

Ce petit calcul une fois fait, il va nous être bien facile de tracer sur la carte, entre les deux points A et B, plusieurs chemins satisfaisant, à la condition de ne point dépasser 0,04 de pente.

Il va sans dire qu'on doit tout d'abord regarder si le tracé en ligne droite est possible; ce n'est pas le cas ici, car la ligne droite traverse deux mamelons élevés, deux escarpements à pic et une partie de la vallée très-encaissée.

Partant du point A, il faut nécessairement gagner la rivière par le vallon secondaire qui s'ouvre devant nous, et il est facile de le faire en commençant d'abord par une pente douce, puis restant en palier le long de la courbe de niveau n° 10; nous admettrons que la chaussée doit se trouver, par exemple, à 10 mètres au-dessus de l'étiage de la rivière (cette hauteur dépend du régime des eaux qui est connu); nous quitterons donc la courbe de niveau n° 10, et nous nous avancerons sur une levée qui précède le pont.

Le pont doit être placé normalement à la rivière; c'est un principe qu'il faut rigoureusement observer toutes les fois qu'il n'y a point impossibilité absolue, car on sait qu'un pont biais coûte toujours plus cher qu'un pont droit de même longueur, et, comme le biais augmente encore la longueur, la dépense s'accroît encore plus.

Ainsi nous traversons normalement la rivière, et nous arrivons en palier jusqu'à la courbe de niveau n° 10, en commençant à nous infléchir au point L.

Là, deux directions sont possibles, qui vont donner lieu chacune à deux tracés que nous allons examiner par ordre.

Tracé n° 1. — Partant du point L, nous remontons vers le nord, en suivant le flanc de coteau LM. Il est facile de vérifier, au double décimètre, que la pente de 0,04 n'est pas dépassée. Poursuivant au delà du point M, nous allons nous heurter à l'escarpement H, que présente le mamelon C; il nous faut passer audessous de l'escarpement et contourner le mamelon, sans chercher, toutefois, à nous élever trop rapidement, car nous avons encore un assez grand développement pour arriver au point B. Pour monter le moins possible, c'est de passer au col N qui sépare les deux mamelons F et C. Là, nous placerons un palier, ou, tout au moins, une pente très-faible. Nous voilà à la cote 50, et il nous est facile de gagner le point B par le versant relativement peu incliné qui descend du mamelon C vers le nord.

Tracé n° 2. — Il est le même que le précédent jusqu'au point M; là, nous avons un lacet, et nous nous élevons encore en revenant de gauche à droite jusqu'en P. En P, nouveau lacet qui va nous permettre de gagner le col situé entre les mamelons C et D. De ce col, où nous nous trouvons à la cote 78, nous n'avons plus qu'à descendre au point B, qui est à la cote 70, au moyen d'une pente douce. Il saute aux yeux que ce tracé n° 2 est bien inférieur au précédent, car, d'abord, il présente deux lacets assez accusés, et, en outre, il passe par un col beaucoup plus élevé que le précédent, et plus élevé que le point d'arrivée, de sorte qu'on a gravi en pure perte une hauteur qu'il faut redescendre ensuite.

Tracé n° 3. — A partir du point L, au lieu de chercher un développement vers le nord, nous pouvons en chercher un vers l'ouest, et nous le trouvons sans peine dans la direction L Q, qui nous mène aux environs du mamelon E. Il faut passer à l'est ou à l'ouest de ce mamelon. Passons à l'ouest; nous allons faire un lacet en Q, et nous élever doucement jusqu'en P, où nous retrouverons le tracé n° 2, que nous empruntons maintenant jusqu'en B.

Tracé n° 4. — Mais nous pouvons aussi, étant arrivé en Q, passer à l'est du mamelon E, nous tenir au-dessus des escarpements K, et gagner le point B en suivant le flanc du coteau par une pente douce et continue Q R B.

Ces quatre tracés satisfont, à la condition d'avoir des pentes inférieures à 0,04. Quel est celui qu'il faut préférer?

Nous ne ferons ici la comparaison qu'au point de vue de la longueur du parcours, de la somme des hauteurs à franchir, et de la répartition des pentes et rampes.

La longueur du tracé	n° 1	est d'environ. . . .	3,900	mètres.
—	n° 2	—	4,050	—
—	n° 3	—	4,050	—
—	n° 4	—	3,650	—

Sous le rapport de la longueur, c'est donc le tracé n° 4 qui est le plus avantageux.

Cherchons maintenant la somme des hauteurs à franchir.

Elle est la même pour les tracés n° 1 et n° 4, puisqu'à partir de la rivière ils vont en s'élevant constamment jusqu'au point B.

Elle est aussi la même pour les deux tracés intermédiaires; mais, comme ils passent par un col élevé, pour redescendre ensuite au point B, il y a une montée inutile. On s'élève à la cote 78 pour atteindre le point B qui est à la cote 70

Sous ce rapport, ce sont donc les deux tracés extrêmes qui l'emportent.

Au point de vue de la répartition des pentes, remarquons qu'elle est meilleure avec le tracé n° 4, car, à partir du point L, on s'élève le long d'un coteau dont la pente est moins rapide. La construction sera facilitée par ce fait, et l'on n'aura pas besoin de recourir à des murs de soutènement fort coûteux.

De cet examen sommaire résulte évidemment la conviction que le tracé n° 4 est celui qu'il convient d'adopter.

Il présente sur le tracé n° 1 un autre avantage qui n'est pas sans importance dans les pays humides; il est, sur tout son parcours, exposé au midi et à l'est, tandis que l'autre est exposé à l'ouest et au nord. La chaussée s'y maintiendra bien plus facilement sèche et unie.

Mais la comparaison précédente n'est pas suffisante, il faudrait voir quelle est la dépense afférente à chaque tracé.

Nous avons tout d'abord composé chaque tracé d'une série ininterrompue de lignes droites, à laquelle nous avons substitué ensuite des alignements droits raccordés par des courbes. Sur chaque partie du parcours, nous avons fixé la valeur des déclivités. Il nous a donc été possible de dresser un profil en long bien exact, de trouver toutes les cotes rouges, et de construire autant de profils en travers qu'il en faut pour le calcul des terrassements.

Effectuons ce calcul, et, en ajoutant au prix des terrassements le prix de la construction de la chaussée, nous obtenons le prix de revient de chaque tracé.

Nous engageons le lecteur à faire cet utile exercice, à la suite duquel il possédera tout ce qu'il faut pour dresser un projet de route quelconque.

Choix à faire, entre divers tracés, par la méthode de M. Durand-Claye. — D'ordinaire, pour les projets de peu d'importance, on se contente de comparer entre eux les divers tracés par la méthode simple que nous venons d'indiquer. Elle suffit presque toujours, quand on possède quelque expérience des tracés de ce genre.

Mais, on sent bièn qu'au point de vue mathématique, elle est un peu vague, et laisse une porte ouverte à l'erreur. Ayant un bon tracé, dont on est satisfait, on peut se demander s'il n'y en a point quelque autre meilleur.

Pour trancher la question, il faudrait disposer d'un moyen de comparaison bien déterminé et basé sur des considérations d'intérêt général.

Malheureusement, les circonstances du problème présentent une telle variété et une telle complexité, qu'il est pour ainsi dire impossible de les traduire en formules. Quelques ingénieurs distingués ont tenté de le faire, et nous avons déjà parlé des travaux de Favier et de M. Léon Durand-Claye.

C'est la méthode de ce dernier, méthode dont nous connaissons le principe, que nous allons exposer ici.

Elle consiste à évaluer, en argent, pour chaque tracé :

1° Le capital de construction.
2° Les frais d'entretien.
3° Les frais de transport à la charge du public.

Le capital de construction est connu quand on a fait le profil en long, le profil en travers et le calcul des terrassements.

Les frais d'entretien sont connus aussi, lorsqu'on connaît la nature de la chaussée et la fréquentation à laquelle elle sera soumise; ces frais d'entretien s'obtiendront par comparaison avec ce qui se passe sur des routes voisines placées dans des conditions analogues.

Reste à évaluer les frais de transport à la charge du public; ils dépendent du tonnage annuel et du profil en long. Le tonnage est connu dans chaque sens de la route, ou du moins on peut s'en rendre compte d'une manière approximative en comparant la route projetée avec une route existante se trouvant à peu près dans les mêmes conditions; s'il s'agit d'un pays d'industrie, on peut connaître le tonnage qui vient à chaque usine et celui qui en sort; s'il s'agit d'un pays agricole, on peut se rendre compte d'une manière approximative de la quantité de matières que chaque village exporte, mais, sur ce point, c'est surtout par comparaison qu'il faut procéder. Connaissant le tonnage dans les deux sens de la route, on en déduit le tonnage moyen T.

Pour comparer entre eux les divers profils en long, il suffit de chercher la longueur horizontale qui leur est équivalente; on obtient cette longueur par le procédé et les tables de M. Durand-Claye, que nous avons données plus haut. On aura soin de chercher la longueur horizontale équivalente au tracé en marchant dans les deux sens de A vers B, puis de B vers A ; ce sont deux quantités essentiellement différentes, puisque la déclivité qui forme pente dans un sens forme rampe dans l'autre. On prendra la moyenne λ des deux longueurs horizontales trouvées, et on l'adoptera comme longueur équivalente du tracé.

Pour compléter les données nécessaires à la solution du problème, il faut connaître le prix du transport d'une tonne à un kilomètre en chemin plat; appelons ce prix p, il est variable avec la nature de la chaussée et avec le pays, et il

convient de le déterminer dans les divers cas. Sur les chaussées empierrées, on a l'habitude de le prendre égal à 0f,20.

Admettons encore que l'entretien de la route revienne à 0f,35 par mètre et par an; appelons D la dépense de construction pour un tracé, et L sa longueur, et comptons à 5 pour 100 seulement l'intérêt du capital de construction.

Pour un tracé déterminé

La construction représente une dépense annuelle de. .	0,05.D
L'entretien.	0,35.L
Le roulage.	0,20.A.T.

Et la dépense totale de chaque année s'élèvera à

$$0{,}05\,D + 0{,}35\,L + 0{,}20\,A.T.$$

On fera cette somme pour chacun des tracés qu'il s'agit de comparer, et l'on devra adopter celui qui donnera la somme minima.

Voilà, sans doute, un moyen simple et certain de fixer son choix; mais, s'il est satisfaisant en théorie, il l'est peut-être un peu moins en pratique, car il y a trop de chances d'erreur sur les nombres que l'on adopte comme bases des calculs.

Nous ne saurions donc le recommander d'une manière absolue; il fournit des indications précieuses, mais il ne faut pas en adopter aveuglément les résultats, surtout lorsque par hasard ils viendront en contradiction avec les solutions pratiques indiquées par l'expérience.

Remarques sur les tracés. — C'est une tendance naturelle de chercher le plus possible à placer les routes en palier. Il ne faut point se laisser entraîner par cette tendance; sur les routes en palier, l'eau s'écoule mal et l'on est forcé de donner aux fossés une profondeur variable afin de créer de la pente pour l'écoulement. Une légère déclivité est toujours favorable pour un bon entretien. Les paliers doivent toujours être en remblai ou à fleur de sol, jamais il ne faut les placer dans des tranchées de quelque profondeur.

Les tranchées sont toujours plus humides que le reste de la route, et il faut se ménager les moyens de les assécher, en leur donnant toujours une faible pente.

Ce qu'il faut éviter par-dessus tout, c'est d'avoir dans une tranchée une pente et une contre-pente; il en résulte une cuvette dans laquelle les eaux s'amassent et d'où il est souvent difficile de s'en débarrasser par les fossés.

Ces considérations élémentaires ne sont pas superflues, car on les a quelquefois négligées.

Lorsqu'on a le choix entre deux expositions, celle qui est la plus soumise à l'action du soleil et du vent sec, est toujours la meilleure. Dans les pays humides, les routes exposées au nord sont toujours boueuses et d'un entretien beaucoup plus difficile que celles qui regardent le midi. Dans les pays chauds, la disposition inverse pourra être favorable afin d'éviter la désagrégation des chaussées.

La question des tracés des routes a été l'objet de nombreux mémoires.

Nous donnerons ici un extrait du mémoire de M. Dumas, ingénieur en chef des ponts et chaussées, mémoire où l'on trouve beaucoup de préceptes utiles, bien qu'il y ait lieu de faire sur quelques points certaines réserves.

« Le tracé des routes doit être approprié : 1° à la nature et à l'importance de leur fréquentation; 2° aux exigences du sol et à l'intérêt des localités.

Les routes sont fréquentées par les piétons, les gens à cheval et les voitures. Mais ce dernier mode de transport est aujourd'hui de beaucoup le plus général, et même à peu près exclusif des deux autres, pour toutes les grandes distances. Il faut remarquer, en outre, que le roulage tend à augmenter de plus en plus ses chargements et que les voitures destinées au transport des voyageurs tendent à augmenter de plus en plus leur vitesse. Le tracé des routes doit donc être conçu principalement en vue de la circulation des voitures, et des voitures lourdement chargées et marchant avec une grande rapidité. Il exige par conséquent des courbes développées et surtout des pentes très-faibles. Nous ne nous arrêterons pas à la première de ces conditions, parce qu'elle est presque toujours facile à remplir; mais la seconde réclame toute notre attention.

Sur des routes d'empierrement en parfait état, le tirage atteint à peine les deux centièmes du poids, c'est-à-dire que pour une pente de 2 centimètres par mètre, la pesanteur fait équilibre au frottement, en sorte qu'il n'est pas besoin d'enrayer, et que, pour une rampe de 2 centimètres par mètre l'effort de traction est double de celui qui a lieu en plaine. Dès lors, l'inclinaison de 2 centimètres est celle qu'il semble naturel d'adopter comme limite. Cette limite est analogue à celle de 4 à 5 millimètres admise pour les chemins de fer et qui correspond à l'intensité du frottement sur des rails horizontaux. Une telle inclinaison est doublement avantageuse en ce qu'elle n'impose qu'une faible gêne au roulage, en même temps qu'elle lui offre une entière sécurité. Bien évidemment tout danger doit disparaître à la descente puisqu'il n'est besoin que du plus petit effort pour retenir la voiture, et à la montée le ralentissement ne saurait être bien sensible, attendu que les chevaux n'ont aucune peine à déployer momentanément une force double de celle qu'ils dépensent d'habitude. On les voit, en effet, gravir assez facilement au trot des rampes de plus de 3 centimètres et sur des routes en médiocre état. Enfin, on ne doit pas perdre de vue les locomotives qui circuleront prochainement sur les routes ordinaires et auxquelles il faut ménager les mêmes conditions qu'à celles des chemins de fer. Nous poserons donc généralement comme limite l'inclinaison de 2 centimètres par mètre, sauf, bien entendu, les circonstances exceptionnelles.

Mais il ne suffit pas au roulage de n'être plus arrêté par des pentes trop roides; il faut encore que le nivellement de la route soit établi de telle manière que les transports s'exécutent dans leur ensemble avec la moindre dépense possible de force. Il importe donc qu'entre deux points obligés les pentes se succèdent dans le même sens, et qu'on ne monte pas sans motifs pour redescendre ensuite et réciproquement. Toutefois, nous devons faire observer que l'inconvénient diminue avec l'inclinaison et l'étendue des pentes. Lorsqu'elles sont très-faibles, la descente restitue à peu près au tirage ce que la montée lui avait fait perdre, et comme d'un autre côté il y a avantage à ne pas mettre en jeu trop longtemps les mêmes muscles des animaux employés à la traction, on comprend qu'au-dessous de $0^m,01$ par mètre une succession de pentes et de contre-pentes n'impose guère plus d'efforts au roulage qu'un tracé entièrement horizontal. On peut donc tolérer sans inconvénient cette succession de petites pentes et contre-pentes, qui sont d'ailleurs favorables à l'écoulement des eaux et à l'assainissement de la route.

Telles sont les conditions auxquelles doit satisfaire le tracé dans l'intérêt de la circulation. Examinons maintenant celles qui résultent de la configuration du sol et des besoins des localités.

La nature semble nous indiquer, par le mouvement des eaux, les lignes géné-

rales suivant lesquelles doit s'exécuter la locomotion. Les routes sont destinées à desservir les vallées que les cours d'eau fertilisent, il est donc tout simple qu'elles marchent dans le même sens et les suivent à peu de distance. Le passage d'une vallée à une autre n'est que la soudure de deux tracés; c'est un cas exceptionnel dont nous ne nous occuperons pas. Nous ne voulons nous attacher qu'au cas le plus général, c'est-à-dire au tracé dans les vallées.

Lorsqu'il s'agit de mettre en communication deux points situés dans une même vallée, on peut suivre, ou à peu près, les mouvements du cours d'eau qui en forme le thalweg, ou bien, pour abréger le parcours, se diriger autant que possible en ligne droite, en coupant les contre-forts de toutes les vallées secondaires. Ce dernier système, qui est celui dans lequel ont été exécutées presque toutes les anciennes routes de France, ne présente que des difficultés et des inconvénients de toute sorte. Le tracé court alors par monts et par vaux, sans tenir aucun compte ni des obstacles naturels du sol, ni de l'intérêt des localités, et comme il attaque toujours de front ces obstacles, il exige presque toujours aussi des travaux énormes pour n'aboutir en définitive qu'au nivellement le plus défectueux. Il est même bien loin d'atteindre le but dont il se préoccupe exclusivement, le plus court trajet entre les points extrêmes, attendu que les retards provenant de pentes roides et multipliées allongent en réalité le parcours bien autrement que ne pourraient le faire toutes les sinuosités qu'il cherche à éviter.

Le tracé dans la partie inférieure des vallées se développe, au contraire, sans rencontrer le moindre obstacle; sa pente est faible et continue, c'est à peu près celle du cours d'eau dont il suit les mouvements. Là, point de montées inutiles, point de travaux extraordinaires. Bien plus, c'est là que se rencontrent les bons terrains, les fermes, les usines, les populations agglomérées que les routes ont pour objet de desservir. Le tracé qui serpente le long des vallées est donc le plus utile au pays, en même temps qu'il se prête le mieux aux exigences du sol.

Pour se convaincre du peu d'avantage réel d'un tracé en ligne droite sur un terrain tant soit peu accidenté, même en ce qui regarde l'abréviation du parcours, il suffit de remarquer que le tracé le plus sinueux n'allongerait pas, en général, le tracé d'un cinquième ou d'un sixième, pendant qu'une rampe de $0^m,04$ à $0^m,05$ exige une force de traction trois fois plus grande qu'en plaine pour être franchie dans le même temps, ou un temps trois fois plus long pour être franchie avec la même force de traction, et cependant une rampe de $0^m,04$ à $0^m,05$ est réputée modérée, et les anciennes routes en présentent habituellement de $0^m,06$ à $0^m,07$ et souvent de $0^m,08$ à $0^m,09$ et $0^m,10$ et au delà. Il n'y a donc aucune comparaison à faire entre le temps qu'exige un tracé un peu plus long, et celui qu'exige un nivellement défectueux. Or, évidemment c'est le temps qui est important et qui mesure seul la rapidité du trajet. La moindre longueur sur la carte n'est qu'une abstraction sans aucune utilité pratique.

Nous allons faire voir maintenant que le tracé le plus avantageux pour le roulage, le mieux approprié au sol, le plus utile pour le pays, est en même temps celui qui satisfait de la manière la plus parfaite à la double condition de beauté et d'économie.

Quoi de plus triste, en effet, et de plus monotone! quoi de plus laid qu'une route en ligne droite, s'éloignant de tous les centres de population, traversant à la hâte des vallées qui se présentent aux voyageurs comme des précipices, et se maintenant sur des plateaux arides où l'on ne rencontre ni végétation ni habitants? Au contraire, quoi de plus gai, de plus pittoresque, quoi de plus beau

qu'une route serpentant à mi-côte sur le versant d'une vallée; à la limite naturelle des terres les plus fertiles et des plus riches plantations, rencontrant à chaque pas des villages, des usines, des fabriques, des maisons de campagne, ombragée, abritée des vents et constamment animée par l'aspect d'un riant cours d'eau?

L'économie d'un tracé rationnel n'est pas moins incontestable que sa beauté. Il arrive assez souvent de rencontrer sur les anciennes routes en ligne droite, des remblais et des déblais de 10 à 12 mètres de hauteur, et cela pour obtenir des pentes de $0^m,06$ à $0^m,07$ par mètre. Dans ce cas le cube des terrassements est dix à vingt fois plus considérable que dans les circonstances ordinaires. Mais là ne se borne pas l'augmentation de la dépense. Sous des remblais de 12 mètres de hauteur, le moindre ponceau devient un travail d'art d'une grande importance, car il ne s'agit pas moins que d'une longueur de 40 à 50 mètres, et en outre on est obligé de s'imposer des conditions de solidité dispendieuses, en vue des embarras qu'entraînerait un accident et de l'extrême difficulté qu'il y aurait à le réparer. Enfin ces grands talus en déblais et en remblais sont exposés à des éboulements continuels. Les déblais donnent lieu à des infiltrations qui minent la chaussée; les remblais sont ravinés par les moindres pluies; c'est un travail incessant de réparation et d'entretien. Le tracé à mi-côte, au contraire, s'appliquant exactement sur le sol, constitue ce qu'on appelle la ligne de moindre déblai, qui n'est autre chose évidemment que la ligne de moindre dépense: et comme les terrassements ont d'autant plus de stabilité qu'ils sont moins considérables, on voit que l'économie de l'entretien est une suite naturelle de celle de la construction.

Mais la dépense dont ces mauvais tracés grèvent le trésor est encore bien peu de chose en comparaison de la gêne et des pertes énormes qu'ils imposent au roulage et au pays. En premier lieu, ces bouleversements du sol dérangent toutes les habitudes locales, interceptent les communications, rendent les propriétés inabordables, détournent le cours naturel des eaux, etc., etc.; c'est un dommage considérable causé à l'agriculture. Quant à la perte éprouvée par le roulage, voilà qui pourra en donner une idée. Sur les 9,000 lieues environ de routes royales qui existent en France, on peut admettre qu'un tiers au moins présente des pentes au-dessus de $0^m,04$ par mètre, ou, si l'on veut, des pentes d'une inclinaison moyenne de $0^m,05$ à $0^m,06$; mais comme il y a moitié pentes et moitié rampes, il ne faut compter comme obstacle que le sixième de la longueur totale. Or, sur de telles pentes, l'effort de traction se trouve doublé par rapport au parcours ordinaire; la dépense imposée au roulage par leur surélévation est donc le tiers de la somme totale à laquelle s'élèvent les frais de traction sur les routes royales, c'est-à-dire de près de 100 millions. Qu'on juge après cela de l'immense intérêt qu'il y aurait à les faire disparaître : 3,000 lieues à 60 ou 70,000 francs la lieue, ne coûteraient pas plus de 200 millions, et 200 millions ainsi dépensés par le trésor procureraient au roulage une économie annuelle de 100 millions, sans compter tous les bénéfices indirects qu'en retireraient l'administration et le public. Il existe assurément pour le trésor peu de placements aussi avantageux que celui-là.

Il est aisé de s'assurer du reste que l'inclinaison de $0^m,02$, pour laquelle la pesanteur fait équilibre au frottement sur des routes à l'état normal, est bien la limite imposée par la nature des choses elle-même. Examinons, en effet, ce qui se passe lorsque l'inclinaison est plus forte. A la descente, les voitures sont obligées d'enrayer; elles peuvent le faire de deux façons : en se plaçant sur l'acco-

tement, ou bien en restant sur la chaussée et en serrant les freins; dans le premier cas, les accotements sont sillonnés d'ornières; dans le second cas, la chaussée se trouve soumise à un frottement de première espèce qui augmente considérablement la désagrégation et l'usure; dans les deux cas, des accidents sont à craindre. A la montée, les pieds des chevaux entament avec force la chaussée dans laquelle ils cherchent un point d'appui, et dans les haltes forcées, pour laisser souffler l'attelage, comme la voiture serait entraînée par la pesanteur, les rouliers sont obligés de placer sous les roues des pierres qu'ils négligent presque toujours d'enlever et qui peuvent donner lieu à de graves accidents. Tous ces inconvénients, tous ces dangers, sont un utile avertissement donné par des intérêts que nous n'avons pas su satisfaire. C'est le roulage qui réclame et qui nous dit à sa façon : « Vos pentes sont trop fortes et me gênent, je ne cesserai de vous importuner tant que vous ne m'en donnerez pas de plus douces; donnez-moi des pentes de $0^{m},02$, et alors seulement je vous laisserai en repos. » Il est évident que le roulage a raison, et que nous aurions tort de ne pas faire droit à sa requête.

Nous ne nous arrêterons pas davantage à cette question de tracé, d'autant qu'elle n'a rien de particulier aux chaussées d'empierrement. Notre intention n'a pas été de faire un traité sur cette matière. Nous avons tenu seulement à montrer que le tracé le plus avantageux pour le roulage était en même temps le mieux adapté aux exigences du sol, le plus utile au pays, et aussi celui qui satisfaisait le mieux à la double condition de beauté et d'économie. Il nous a semblé utile d'établir qu'ici, comme en toute chose, toutes les perfections marchent d'accord, et que tous les avantages découlent naturellement les uns des autres à la suite d'un principe rationnel. Nous croyons cette idée satisfaisante pour l'esprit et de nature à exercer une heureuse influence, en lui fournissant un guide précieux dans un grand nombre de cas. »

En 1836, M. l'ingénieur Tostain, dont la carrière a été si utilement remplie, exposa dans un mémoire la méthode suivie pour l'étude des projets de route dans le département de la Manche. Ses observations, dictées par le bon sens et la pratique, ont une portée générale, et elles seront parfaitement à leur place dans un pareil traité.

« *Nature du terrain.* — La plus grande partie du département de la Manche est tout à fait semblable au pays qui porte plus particulièrement le nom de *Bocage*, dans l'ouest de la France. Ce pays, sans présenter de grandes montagnes, a cependant des points dont l'élévation est de $400^{m},00$ au-dessus du niveau de la mer, Il offre surtout des accidents très-multipliés et très-courts. Il n'y a point, à proprement parler, de plateaux entre les vallées. Les faîtes sont prononcés et pour ainsi dire marqués par une arête, à partir de laquelle commence immédiatement la pente des versants. Ces faîtes sont eux-mêmes soumis à des accidents assez remarquables, qui semblent affecter certaines lois constantes, outre les lois communes des faîtes et des thalwegs,

Les vallées offrent, en sens inverse, les mêmes accidents que les faîtes. Elles sont quelquefois tellement étroites et resserrées entre des coteaux ou des rochers escarpés, qu'on ne doit les considérer que comme de simples ravins : leurs directions éprouvent des changements brusques, et tels, que quelquefois la vallée revient en sens inverse de sa direction primitive. Outre ces accidents naturels, il en est d'un autre genre, provenant de la main de l'homme, et qui rendent l'étude du terrain beaucoup plus difficile. Les propriétés sont excessivement divisées ; les champs sont d'une contenance moyenne de 50 ares, et souvent beau-

coup plus petite ; chaque champ, sans exception, est entouré de fossés et d'une masse de terre de $1^m,50$ à $2^m,00$ d'élévation, formant un véritable rempart, sur lequel sont plantés des arbres et des haies vives. La végétation étant extrêmement active, ces plantations prennent un grand développement, et tout le pays n'offre de loin que l'aspect d'un bois.

Difficulté du tracé. — On conçoit dès lors combien les reconnaissances exactes deviennent difficiles dans un pareil pays, combien il est difficile de déterminer *a priori* la direction d'une route, surtout si l'on s'impose la composition d'avoir des pentes douces, et de réduire à leur *minimum* la longueur et la somme des hauteurs à franchir.

Il serait impossible, par le simple tâtonnement, d'arriver à la solution de la question, à moins de beaucoup de temps, de fatigues et de dépenses. Encore, lorsqu'on serait arrivé à un tracé qui satisferait à la condition d'avoir des pentes pouces, ne serait-on pas assuré qu'il fût le meilleur et qu'il n'en existât pas un autre ou plusieurs autres qui offriraient de grands avantages sous le rapport des dépenses, de la longueur de la route et de la facilité des communications. C'est le défaut général que l'on peut reprocher à la plupart des routes exécutées jusqu'à ce jour. Dès que l'on parvenait à un tracé qui satisfaisait à la condition de ne pas dépasser la pente imposée pour limite, de n'avoir point de remblais ni de déblais trop considérables, on s'arrêtait à ce tracé sans s'assurer s'il n'en existait pas un autre qui, tout en restant au-dessous de la pente limite, offrît moins de longueur ou une moindre somme de hauteurs à franchir, ou exigeât moins de dépenses dans l'exécution.

Conditions du meilleur tracé. — La meilleure solution doit donc résulter de la combinaison de ces trois conditions : *minimum* de longueur, *minimum* de somme des hauteurs à franchir, avec répartition convenable de ces hauteurs en différentes pentes, et *minimum* de dépense. Or, c'est un fait bien remarquable, que cette dernière condition se trouve presque toujours satisfaisante en même temps que les deux autres.

Tracé en plan. — Le *minimum* de longueur serait la ligne droite tirée du point de départ au point d'arrivée ; mais ce tracé est rarement applicable, parce qu'il satisfait peu souvent en même temps aux deux autres conditions. Il n'est donc qu'une indication de la direction vers laquelle on doit tendre sans cesse, c'est-à-dire qu'il faut tâcher que les divers alignements donnés au tracé ne fassent pas des angles trop ouverts avec la ligne droite. Un tracé composé de divers alignements droits ou courbes peut s'éloigner à d'assez grandes distances de la ligne droite, sans présenter d'allongement bien sensible, pourvu que la direction de ces lignes reste sensiblement parallèle à la ligne droite. Mais, dès qu'ils font des angles appréciables avec cette ligne, l'allongement devient très-sensible.

Il suit de là que, dans l'étude des routes de la Manche, on évite les lacets, que l'on préfère en général s'éloigner de la ligne droite pour tâcher de trouver un autre développement. Bien souvent il y a économie dans la longueur de la route, en même temps que l'on évite les tournants brusques des diverses branches; un examen attentif des localités nous a convaincu que tous auraient pu être évités par un tracé plus court et sans augmentation de pente.

Le *minimum* de hauteur à franchir sera évidemment la différence de niveau des deux points donnés, si, de ces points l'un se trouve dans un thalweg, et l'autre sur un faîte ; la somme des hauteurs des deux faîtes au-dessus du thalweg, et réciproquement, si les deux points sont situés dans deux thalwegs, en observant que l'on doit passer le faîte dans sa partie la plus basse. En général, si les

deux points sont séparés par un nombre quelconque de faîtes et de thalwegs, le *minimum* de hauteur à franchir sera la somme des hauteurs *minimum* des faîtes au-dessus des thalwegs correspondants, plus la somme des deux différences du niveau des deux points extrêmes avec le premier faîte ou le premier thalweg.

On doit s'écarter le moins possible de ce *minimum*, tout en répartissant convenablement les hauteurs pour avoir des pentes douces. Car, si l'on fait monter les chargements sans nécessité pour les faire redescendre ensuite, on perd une quantité d'action égale au poids transporté, multiplié par la hauteur à laquelle on l'élève inutilement.

Pour obtenir cette somme *minimum* des hauteurs à monter et à descendre, on cherche les points les plus bas des faîtes que doit couper la route, et l'on s'attache à suivre les faîtes ou les vallées, en évitant de couper les affluents ou les ravins qui pénètrent dans les coteaux.

Lorsque la route doit suivre la direction d'une chaîne, il n'y a en général que deux positions où il soit avantageux d'établir le tracé, surtout dans les pays granitiques, où les crêtes sont fort accidentées. Il existe ordinairement, à peu de distance au-dessous de la ligne de faîte principale, un plateau de peu de largeur, où les sources et les ravins prennent naissance. C'est sur ce plateau, qui se trouve en général au niveau des cols du faîte, que l'on doit placer la route. Plus bas, les coteaux sont coupés par des ravins qui deviennent des vallées secondaires, souvent aussi profondes et aussi larges que la vallée principale. L'autre position avantageuse est le fond de la vallée, ou du moins une ligne menée au pied des coteaux, à peu de distance du thalweg. Dans cette position, il est facile de passer les affluents avec de légers remblais. Mais comme nous l'avons déjà dit, il arrive souvent que le fond de la vallée est fort resserré, et forme des coudes brusques qui éloignent de la direction que l'on doit suivre.

Si l'on s'écarte des deux positions que nous venons d'indiquer, on s'expose à couper tous les affluents qui silonnent le coteau, et à former le profil en long d'une ligne ondulée, qui augmente inutilement la somme des hauteurs à franchir.

Les affluents qui coupent un coteau, et que l'on évite avec soin lorsque la direction de la route suit une ligne de faîte principale, deviennent souvent fort précieux lorsqu'il s'agit de franchir un faîte. Ils donnent le moyen d'arriver au sommet, sans que l'on soit obligé de développer une ligne de pente douce sur le flanc du coteau principal, Mais on ne doit point s'engager sans précaution dans un quelconque de ces affluents; car il arrive souvent que la pente de leurs thalwegs surtout lorsqu'on arrive dans la partie supérieure, est plus forte que la pente *maximum* que l'on veut admettre. Il faut donc étudier *a priori* tous ces affluents, pour savoir lequel on suivra de préférence. On a également égard dans le choix que l'on fait de l'affluent à suivre, à la descente de l'autre côté du faîte, que l'on étudie d'après les mêmes principes.

Ce que nous venons de dire des faîtes s'applique inversement aux thalwegs; c'est-à-dire que l'on profite des affluents pour descendre dans le fond, et chercher un affluent correspondant pour remonter sur l'autre coteau.

Un soin que l'on prend, c'est d'étudier sur le terrain la route dans les deux sens; c'est-à-dire de A en B et de B en A, si A et B sont les points extrêmes. Cette observation est fort importante, car il arrive souvent que le terrain se présente d'une tout autre façon, selon le sens suivant lequel on l'étudie, et que la seconde étude fait apercevoir des fautes qui avaient échappé à la première.

Sur plusieurs routes existantes dans le département, on trouve fréquemment

des fautes graves, qui tiennent uniquement au sens dans lequel le tracé a été dirigé, et qui permettent encore de s'en apercevoir aujourd'hui.

Lorsqu'on a obtenu la somme *minimum* des hauteurs à franchir, la distribution de ces hauteurs entre les pentes n'est pas indifférente ; mais lorsqu'on a satisfait à la condition de ne pas dépasser une certaine pente limite, cette distribution dépend presque toujours de la disposition du terrain, et elle est tellement commandée, qu'il ne peut rester d'arbitraire, à moins que l'on ne prenne le parti, ou d'allonger la ligne de la route, ou de faire des travaux de déblai et de remblai considérables. Du reste, cette répartition des hauteurs en différentes pentes n'a pas la même influence qu'on pourrait le croire, si la pente limite est convenablement fixée. On admet, et le calcul le prouve, qu'une pente uniforme sur toute la longueur est ce qu'il y a de plus avantageux pour les transports. Cette disposition, la meilleure en théorie, ou si le tirage se fait avec des machines, est loin d'avoir le même avantage lorsque le tirage est fait avec des chevaux ; car rien ne fatigue les chevaux, en général, autant que la continuité d'efforts constants, et c'est ce qui a lieu sur une pente uniforme. Les chevaux seront moins fatigués d'efforts plus violents, mais séparés par des intermittences, que d'efforts plus faibles, mais continus, pendant un long espace de temps. La loi de la décroissance des forces des animaux, appliquée à un effort continu, n'est pas connue ; mais il est facile de se rendre compte que la fatigue n'est pas proportionnelle au temps du travail, et par conséquent à la quantité d'action fournie, mais qu'elle augmente beaucoup plus rapidement que le temps. Cet élément, qui n'a pu être introduit dans le calcul, eût certainement modifié les résultats qui donnent l'uniformité des pentes comme la disposition la plus avantageuse. Lorsque les pentes sont intermittentes et variées, l'effort n'est plus constant, et les chevaux peuvent reprendre des forces dans des instants où l'effort qu'ils ont à faire est moindre. Ce fait est tellement connu des maîtres de poste ou des conducteurs intelligents, que plusieurs assurent que les chevaux qui sont habituellement employés sur des lignes légèrement montueuses se portent beaucoup mieux, et parcourent un espace aussi considérable que ceux qui voyagent sur une route tout à fait horizontale. On pourrait citer plusieurs faits à cet égard, mais ils sortiraient des bornes du simple exposé que l'on s'est proposé de faire. Il suffira de dire que l'expérience d'un grand nombre de faits, recueillis dans ce pays, prouve que, pourvu que les pentes soient au-dessous de certaines limites, chaque cheval traîne un poids aussi pesant et avec une vitesse aussi grande sur la route présentant des pentes, que sur une route à peu près horizontale. Ce résultat ne paraîtra pas étonnant, si l'on fait attention que la force, dépensée pour monter, est restituée en partie en descendant ; c'est une erreur dans laquelle sont tombés la plupart des auteurs de recherches sur les tracés de route et sur les pentes qu'on doit leur donner. Établissant la plupart du temps leurs calculs dans les limites trop restreintes, et comme si l'on devait seulement élever les transports, et qu'on n'eût pas ensuite à les descendre, ils sont partis de l'hypothèse que le travail d'un cheval était beaucoup moindre sur une route qui présente des pentes et des rampes que sur une route horizontale, fait que l'expérience dément complétement.

Il nous semble que le meilleur calcul à faire, pour apprécier l'effet des pentes que l'on doit adopter, ou pour comparer deux tracés de routes, c'est d'évaluer, d'une manière exacte, la quantité d'action dépensée dans le parcours des diverses parties de la route. Dans ce calcul, extrêmement simple, on tient compte du sens dans lequel les pentes sont disposées, et par conséquent de la quantité d'action qu'elles fournissent dans les descentes. Mais il est un autre élément que l'on doit

aussi faire entrer dans le calcul, c'est la quantité d'action dépensée par les chevaux pour élever leur propre poids, action qui est à peu près perdue, parce qu'en descendant elle ne contribue nullement à aider les transports. Cette dernière raison suffit déjà pour faire voir avec quel soin on doit éviter les montées inutiles.

Du calcul que l'on vient d'indiquer, on peut de suite déduire la pente que l'on doit adopter pour limite, si l'on veut qu'il n'y ait de perdu que le moins possible de force. Cette pente limite est évidemment celle sur laquelle les chevaux commencent à *retenir*, ou sur laquelle on est obligé d'enrayer; c'est-à-dire celle sur laquelle la composante horizontale arrive à faire équilibre aux frottements. Jusque-là toute la force des chevaux est utilisée, parce que la quantité d'action dépensée à la montée est restituée à la descente (abstraction faite du poids des chevaux). Mais si la pente est assez forte pour que les chevaux *retiennent* ou bien pour que l'on enraye, on emploie une nouvelle force en sens inverse de la première, pour détruire une partie de la force que la pente restituerait, ou bien on use sans utilité cette force par un frottement plus considérable.

On évalue la force ordinaire, pour effectuer le tirage sur une bonne route ordinaire, à $\frac{1}{20}$ du poids transporté. Ainsi théoriquement la pente de $\frac{1}{20}$, ou de $0^m,05$ par mètre, sera la pente limite, puisque la composante horizontale, sur une pareille pente, serait de $\frac{1}{20}$ du poids. Cette limite est fort bonne pour les voitures allant au pas. Dans les montées, les chevaux n'ont à faire qu'un effort double de leur tirage ordinaire, et les chargements que l'on donne à chaque cheval lui permettent de faire pendant quelque temps cet effort, sans qu'il en résulte trop de fatigue. L'expérience, d'accord avec la théorie, prouve que jusqu'à $0^m,05$ de pente par mètre, le roulage ne prend pas de chevaux de conduite; au-dessus il commence à en prendre.

Pour les voitures allant au trot, cette pente de $0^m,05$ est un peu trop forte. On commence à enrayer sur une route parfaitement unie, entre $0^m,03$ et $0^m,035$ par mètre. Cette différence vient de ce que l'élévation du tirage à $\frac{1}{20}$ du poids, est un peu trop grande sur une route parfaitement unie, et vient surtout d'un élément souvent négligé dans les calculs, la vitesse acquise par la masse en mouvement. Jusqu'à la pente de $0^m,035$ par mètre, quelle que soit sa longueur, les voitures allant avec vitesse peuvent facilement trotter; au-dessus elles commencent à aller au pas. On devrait donc admettre deux limites dans les deux cas où la route serait plus particulièrement destinée à des voitures allant au pas, ou à des voitures allant au trot. Mais comme les routes en général doivent servir simultanément à ces deux modes de transport, on cherche, dans tous les tracés de routes que l'on fait, à ne point dépasser la pente de $0^m,035$ par mètre, sans proscrire cependant absolument les pentes plus fortes, et en les admettant jusqu'à $0^m,05$ dans les cas particuliers où elles sont absolument commandées, et où l'on ne pourrait les adoucir que par le développement ; car l'expérience prouve encore que si une rampe de $0^m,05$ a une longueur l, et que l'on ne puisse établir une pente plus douce de 0,03, par exemple, que par un développement, c'est-à-dire avec une longueur $\frac{5}{3}$ l, les chevaux parcourant la côte l au pas, seront arrivés au sommet presque aussitôt que les chevaux parcourant au trot la côte $\frac{5}{3}$, et seront moins fatigués et plus disposés à continuer leur course que les derniers.

La question du minimum des dépenses dépend, comme nous l'avons déjà dit en général, de la bonne solution des questions précédentes; car si le tracé est bien dirigé et bien appliqué sur le terrain, on aura un minimum de longueur, et le moins de terrassements et d'ouvrages d'art possible, puisque la perfection de

ce tracé consiste dans le choix du terrain le plus commode, le plus uni, et qui satisfait le mieux de lui-même aux conditions imposées.

Or, il est impossible, si l'on ne se forme une méthode d'étude du terrain, et un système pour rattacher tous les faits que l'on peut observer isolément dans l'étude d'un tracé de route, d'être certain que la solution, à laquelle on s'est arrêté, satisfait à toutes les conditions que nous venons d'indiquer sommairement.

Voici à cet égard une méthode aussi simple que facile:

Tout le département de la Manche étant cadastré, on n'a pas de peine à lever la carte du pays ; mais ces plans ne donnent que la planimétrie sans aucune indication des accidents de terrain. On peut, à la vérité, les indiquer ; mais ces indications, souvent assez vagues, ne donnent ni les hauteurs ni une connaissance suffisante du pays.

Il est impossible d'étudier le pays par courbes horizontales ou par nivellements généraux tracés dans certaines directions, tels que les faîtes, les thalwegs, les lignes de pente, etc., à cause des haies, fossés et bois qui le couvrent. Une pareille étude préalable exigerait un temps extrêmement long, des dépenses fort considérables et des destructions de clôture que les propriétaires ne souffriraient pas toujours. Le seul moyen praticable est de niveler les anciens chemins et les voies d'exploitations qui sont nécessairement en grand nombre dans un pays où la division des propriétés est aussi grande. Ces nivellements peuvent se faire très-facilement ; aucun obstacle n'arrête, et on n'a pas besoin de les répéter pour les vérifier, parce qu'ils se vérifient naturellement à chaque intersection de chemin. On ne tarde pas ainsi à couvrir le pays d'un réseau de nivellements que l'on étend à droite et à gauche de la direction présumée de la route, et qui suffisent, dans presque tous les cas, pour indiquer *a priori* sur la carte les principaux points du tracé de la route.

On peut voir immédiatement les hauteurs des faîtes à traverser, leurs points les plus bas, les profondeurs des thalwegs, etc. On peut juger ainsi si l'on aura un développement suffisant pour franchir les hauteurs, déterminer les directions de la route, et vérifier si l'on ne s'élève pas pour redescendre ensuite.

Dans le cas où le terrain présenterait quelques accidents graves qui ne seraient point suffisamment indiqués, on peut étudier certaines parties avec plus de détails, faire des nivellements par champs ; et, en rapportant ensuite ces nivellements sur les plans, se former une connaissance exacte du relief du terrain, au moyen de laquelle on peut appliquer les principes de tracé que nous avons développés plus haut. On est rarement obligé de pousser les nivellements jusque dans les champs mêmes ; mais dans tous les cas, ce moyen peut facilement être mis en pratique ; car, en partant d'un point de repère pris dans les chemins, on peut pénétrer dans les champs en suivant les clôtures et les voies d'exploitation.

Certains faits d'observation achèvent de donner le moyen de connaître exactement le terrain ; et l'on peut voir de suite quelle ressource on peut tirer de ces faits, tout simples qu'ils sont.

Les chemins qui coupent le pays et les clôtures des champs ne sont pas tracés au hasard comme on pourrait le croire. On retrouve partout certaines lois qui permettent de juger des accidents du terrain à l'inspection seule du plan. Ainsi les clôtures des pièces sont toujours à peu près dans le sens des lignes de niveau et des lignes de plus grande pente, cette disposition a été commandée pour faciliter l'exploitation des terres. Au pied des coteaux on trouve toujours une clôture

parallèle à la direction de la vallée, et limitant le fond qui est toujours en prairie. Cette limite est une ligne à peu près de niveau, qui sert de conduite aux eaux de ruisseau, que l'on détourne pour irriguer les prairies. En général, toutes les fois qu'il y a changement dans la direction des clôtures des pièces, on peut être assuré qu'il y a changement dans l'inclinaison du sol.

Les principaux chemins suivent en général les faîtes. Ils s'y maintiennent aussi longtemps que possible ; puis ils franchissent subitement les vallées, souvent en descendant et remontant par les lignes de plus grande pente Que ces anciens chemins soient tracés de la main de l'homme, ou qu'ils soient dans la direction naturelle que prirent les premiers transports au milieu des forêts et des landes, avant le défrichement ou la division du pays, la plupart sont fort bien tracés dans l'hypothèse où l'on admet les pentes fortes.

Dans presque toutes les vallées, on trouve sur l'une ou sur l'autre rive un chemin parallèle au thalweg ; et, à fort peu de distance du fond, ce chemin est ordinairement une simple voie, ne servant qu'à l'exploitation de la vallée.

Il est mis en communication avec les principaux chemins par d'autres voies tracées suivant la ligne de la plus grande pente du coteau, et qui, de plus, servent à faire communiquer les deux plateaux séparés par la vallée.

Outre ces chemins, qu'on peut regarder comme le système général des voies de communication et d'exploitation du pays, et qui remontent à la plus haute antiquité, il en existe beaucoup d'autres conduisant d'une habitation à l'autre, ou bien aux principales agglomérations de maisons, et servant à l'exploitation des propriétés. On peut donc concevoir maintenant comment le système général des chemins peut servir à établir un réseau de nivellements qui donne une connaissance des accidents du terrain aussi exacte qu'on peut le désirer. Dès lors, il est facile d'appliquer les principes que nous avons émis au commencement de ce mémoire.

Le projet qu'on présente ici a été étudié d'après la méthode que l'on vient d'indiquer. Quoiqu'il n'offre qu'un petit nombre des cas qui peuvent se présenter, il suffira cependant pour faire voir comment on fait l'application des principes qui ont été émis.

La route départementale n° 8, de Coutances à Avranches, est ouverte depuis la première de ces deux villes jusqu'à Gavray La partie de route, restant à ouvrir entre Gavray et Avranches, doit, d'après l'ordonnance royale de classement, passer par la Haie-Pesnel, bourg assez considérable, situé dans la vallée du Thar, à $13^k,50$ d'Avranches et à 14 kilomètres de Gavray. Dans cette lacune, la partie qui doit être ouverte la première est celle de la route royale n° 175, à la Haie-Pesnel, puisqu'avec moins de 5,000 mètres de route on fera communiquer ce bourg avec Villedieu et le port de Granville, deux centres de commerce importants.

Gavray est bâti dans le fond de la vallée de la Sienne, la Haie-Pesnel dans celle du Thar. Ces deux rivières forment deux bassins distincts, et vont se jeter séparément à la mer. A proprement parler, ils ne sont séparés que par une seule ligne de faîte, dont l'élévation est d'environ 90 mètres au-dessus du niveau de la Sienne, et de 42 mètres au-dessus de celui du Thar à la Haie-Pesnel. Cette ligne est assez bien indiquée par l'ancien chemin de Villedieu à Granville. Elle éprouve, auprès du carrefour du Pot-Blanc, Pl. II, fig. 1, un abaissement qu'on reconnaît facilement par le nivellement du chemin, et qui est d'ailleurs suffisamment indiqué par la disposition des deux vallées qui pénètrent, en sens inverse, la chaîne de séparation des deux versants. Les environs du carrefour, étant un point

minimum du faîte, deviennent un point obligé du tracé, d'autant plus qu'il se trouve sur la ligne droite qui serait tracée de Gavray à la Haie-Pesnel.

En venant de Gavray, on ne peut s'élever jusqu'à la ligne de faîte avec une pente de $0^m,03$ par mètre, qu'en remontant le vallon du ruisseau Douxcœur, affluent de la Sienne par l'Airon; mais on doit chercher à s'élever aussi promptement que possible sur le plateau de Beauchamps, parce que le coteau droit de la vallée de Douxcœur est coupé dans sa partie supérieure par des ravins profonds. Il est impossible de suivre le fond de cette vallée, parce qu'il est resserré entre des coteaux abrupts qui rendraient la route très-difficile d'exécution et fort chère, et que la pente du fond, dans la partie supérieure, est plus forte que la pente limite que l'on veut admettre effectivement. La différence de niveau du fond de la vallée, près de l'hôtel Maillard, avec le carrefour du Pot-Blanc, est de 26 mètres environ; et la distance horizontale n'est pas de 500 mètres, ce qui donnerait une pente de plus de $0^m,05$ par mètre. Il n'y a aucun inconvénient à s'élever sur le plateau de Beauchamps, parce qu'on peut maintenir le tracé à une hauteur telle, qu'elle ne dépasse pas le col de la ligne de faîte au Pot-Blanc. Ce tracé nous conduit à couper la route royale n° 175, entre le hameau au Compte et celui de la Querterie, précisément au point où la déclivité du terrain commence à devenir très-sensible. A l'est, on s'élèverait inutilement au-dessus du col de la ligne de faîte; à l'ouest, on descendrait dans des parties à peu près impraticables. Ce point d'intersection se trouve sensiblement sur la ligne droite, passant par Gavray et la Haie-Pesnel. Il est donc encore un des points obligés du tracé.

Le point de départ de la route royale se trouve donc ainsi bien déterminé : et de plus, on a deux autres points par lesquels la route doit passer, savoir : les environs du carrefour du Pot-Blanc et le bourg de la Haie-Pesnel.

Il est impossible de tracer une ligne droite du point de départ au carrefour; car on couperait perpendiculairement une vallée qui ne laisse pas d'avoir de la profondeur. Il existe, près du village au Monnier, un peu à l'amont du point où la route couperait la vallée, deux petits affluents débouchant vis-à-vis l'un de l'autre. Cette disposition, qui indique toujours un évasement dans la vallée, donnera le moyen de la franchir facilement. On pourra donc descendre par le vallon de droite, et remonter par le vallon de gauche, en ne faisant faire à la route qu'une légère inflexion. On ne dépassera pas la pente de $0^m,033$ par mètre, et on n'aura pas un remblai de plus de $2^m,30$ de hauteur dans le fond de la vallée.

Au carrefour du Pot-Blanc même, une vallée prend son origine et vient se jeter dans celle du Thar, tout près de la Haie-Pesnel. Cette vallée, assez large pour une vallée secondaire et bordée de coteaux peu rapides, donne le moyen de descendre de la ligne de faîte à la Haie-Pesnel, avec des pentes très-douces. Elle offre évidemment le meilleur tracé possible; car on pourra descendre, dans le même sens, par des pentes continues qu'on sera maître de répartir convenablement. On pourra éviter les contre-pentes, et par conséquent toute perte inutile de force dans les transports.

Tout autre tracé, dirigé par le coteau de droite ou par le coteau de gauche, couperait tous les affluents dans des points où leurs vallées sont fort prononcées, comme on peut le voir par les cotes de nivellement, et nécessiterait de nombreuses pentes et contre-pentes, sans conduire plus directement à la Haie-Pesnel.

Les seules difficultés que l'on peut éprouver, en suivant le fond de la vallée, proviennent des sinuosités qu'elle fait et des affluents qu'elle reçoit. C'est ce qui

a forcé à passer souvent d'une rive à l'autre; mais toujours on l'a fait dans les points où la vallée offrait le moins de largeur, et pouvait être traversée par un léger remblai; et l'on a eu soin de s'appuyer au pied des coteaux qui n'étaient pas sillonnés par des affluents qui, presque tous, à leur réunion dans la vallée principale, offrent des largeurs plus considérables que la vallée elle-même. On n'aura pas, en définitive, un plus grand nombre d'aqueducs à construire, ni plus de remblais à faire, que si l'on se fût constamment appuyé sur l'un des deux coteaux, et on aura l'avantage de diminuer considérablement le développement de la route. C'est ainsi qu'en passant de la rive gauche à la rive droite, au-dessous de la Bannière, on évite de traverser la vallée principale venant du village Plante, et le large évasement que prend le fond de cette vallée au confluent du ruisseau de la Bannière. En passant ensuite sur la rive gauche, au-dessus de la Nélière, on évite les deux affluents débouchant de chaque côté du village Gabriel. En repassant sur la rive droite, au logis de la Haie, on s'appuie sur un coteau solide, et l'on évite trois affluents et les terrains marécageux qui existent sur l'autre rive. En se portant enfin sur la rive gauche, et en contournant le coteau, on arrive dans la principale rue de la Haie-Pesnel par un alignement rectiligne; d'où il est facile de descendre ensuite dans la vallée et sur le pont du Thar. Ce pont, construit depuis peu d'années par la commune, à 10 mètres de largeur entre les têtes, et il a été disposé pour servir à la route départementale n° 8, lorsqu'elle recevrait son exécution.

Toute la partie de route projetée a l'avantage de présenter un profil en long assez régulier, et des pentes fort douces convenablement réparties, sans contre-pentes qui fassent perdre inutilement de la force. Si on en excepte le passage du premier vallon, qui offre une pente de $0^m,033$ sur 400 mètres de longueur, et la traverse de la Haie-Pesnel, qui offre une pente de $0^m,048$ sur 298 mètres seulement par mètre, toutes les autres pentes ne dépassent guère $0^m,02$, et la plupart sont au-dessous de $0^m,010$. On a cependant eu le soin de ne pas admettre de pente au-dessous de $0^m,006$ par mètre. Comme pour tous les autres projets de route approuvés dans le département de la Manche, la route aura 10 mètres entre les fossés, la chaussée aura 5 mètres de largeur, etc., etc.

Les ouvrages accessoires sont peu considérables. De simples aqueducs suffiront, dans presque tous les cas, pour le passage des eaux de la vallée. Le dernier passage auprès du prieuré, exigera un ponceau d'un mètre de largeur. Les dimensions de ces ouvrages résultent de mesures prises sur divers ponceaux et aqueducs, dont l'expérience a justifié la section.

La longueur de la route projetée est de.	$4,801^m,00$
Celle de la ligne droite, tirée du point de départ au pont de la Haie, sera.	$4,580^m,00$
Différence.	$221^m,00$
La longueur du chemin actuel est de.	$5,950^m,00$
Et celle de la route de.	$4,801^m,00$
Différence.	$1,140^m,00$

Ainsi la route projetée, malgré ses sinuosités, n'offrira, sur la ligne droite tirée du point de départ au pont de la Haie-Pesnel, qu'un excès de longueur de 221 mètres; mais elle présentera une économie de 1,150 mètres de longueur sur le chemin actuel.

Quoique là route passe fréquemment d'un côté à l'autre de la vallée, les déblais seront peu considérables, car leur volume n'étant que de 25,163 mètres, et la longueur, de la route de 4,801 mètres, la section moyenne, ou le déblai moyen par mètre courant, sera de 5^{m},23.

Le montant des dépenses en travaux, y compris une somme à valoir de près de 1,500 fr., étant de 55,000 fr., et la longueur de la route de 4,801 mètres, le prix moyen du kilomètre de route reviendra, pour les travaux seulement, à. . . . . 11,450^{fr} 00

Et ajoutant le montant des indemnités, qui s'élève moyennement par kilomètre, à 3,000 00

le prix du kilomètre de route, y compris les indemnités, ne dépassera pas le prix moyen du kilomètre dans le département, qui, pour toutes les routes faites jusqu'à ce jour, est d'environ 15,000 fr.

CONSIDÉRATIONS POLITIQUES ET COMMERCIALES INFLUANT SUR LE CHOIX D'UN TRACÉ.

Dans ce qui précède, nous avons considéré les routes à l'unique point de vue de la topographie.

Dans la pratique, il arrive plus d'une fois que la question topographique se trouve reléguée au second rang par les considérations politiques et commerciales.

Généralement, lorsqu'on ouvre une route nouvelle, il existe entre le point de départ et le point d'arrivée plusieurs points où le passage est forcé, tels que des villages, des usines importantes, etc... Le tracé se trouve donc subdivisé en plusieurs tronçons bien définis qu'il faut étudier séparément comme autant de tracés spéciaux.

Là encore interviennent souvent les influences personnelles; leur pouvoir est aujourd'hui bien moins grand qu'autrefois, mais certaines de nos grandes routes présentent des défectuosités qui sont dues à l'obligation qui leur fut imposée de desservir telle ou telle propriété.

Nous le répétons, ces influences sont maintenant beaucoup moins puissantes; en tout cas, si par hasard elles se produisent et qu'elles doivent entraîner quelque inconvénient pour le bien du pays, c'est un devoir pour les agents, chargés de la construction des routes, de les combattre au nom de l'intérêt général. Par cette manière de faire, ils s'attireront peut-être quelque inimitié, mais ils auront la satisfaction du devoir accompli.

Les considérations relatives à la défense du pays ont aussi, dans la zone frontière et aux environs des places fortes, une importance capitale. Tout projet nouveau fait l'objet d'une conférence entre les ingénieurs des ponts et chaussées e les officiers du génie, et doit être soumis à l'approbation de la commission mixte des travaux publics. On trouvera tout ce qui règle cette procédure dans la loi du 7 avril 1851 et le décret du 16 août 1853. Nous aurons du reste l'occasion de revenir sur ce sujet dans le cours de droit administratif.

Lorsqu'entre deux points A et B qu'il s'agit de desservir par une route, figure 6 de la planche I, il se trouve un centre important C, la question se présente de savoir, s'il est préférable de suivre la base AB du triangle et de joindre

le point C à la route principale par un embranchement CD, ou d'adopter le tracé qui suit les deux autres côtés du triangle ACB.

Appelons l, l', l'', l_1, l_2, les longueurs CD, DA, DB, CA, CB; T, t_1, t_2, les tonnages annuels entre A et B, C et A, C et B; soit Q la dépense du projet CDAB, et Q_1 la dépense du projet ACB, soit p le prix annuel d'entretien d'un mètre courant de route, et p' le prix du transport d'une tonne à un kilomètre.

Le projet CDAB coûtera chaque année :

L'intérêt du capital Q, soit.	$0,05.Q$
L'entretien de la longueur $(l+l'+l'')$.	$p\,(l+l'+l'')$
La dépense de roulage.	$p'\left\{T(l'+l'')+t_1(l+l')+t_2(l+l'')\right\}$

Le projet ACB coûtera chaque année :

L'intérêt du capital Q_1, soit.	$0,05.Q_1$
L'entretien de la longueur l_1+l_2.	$p\,(l_1+l_2)$
La dépense du roulage.	$p'\left\{T(l_1+l_2)+t_1l_1+t_2l_2\right\}$

Faisant la somme dans les deux cas, on verra quelle est la solution qui donne la moindre dépense annuelle. Il ne faudrait cependant pas que l'économie fût achetée par une trop grande augmentation du capital de construction.

Dans le cas où il y aurait avantage à adopter le tracé ADCB, il y aurait encore à déterminer l'angle sous lequel la ligne CD doit couper AB; si le tonnage du point C est plus fort vers A que vers B, il est clair que l'on devra faire un embranchement oblique à AB vers le point A. Le lecteur pourra chercher par le calcul l'obliquité de laquelle résultera le minimum de dépense annuelle.

Toutes ces questions sont du reste sans grande importance pratique; elles peuvent cependant se présenter exceptionnellement. En tout cas, elles constituent pour l'esprit un exercice utile.

Des rectifications. — On appelle rectification d'une route une modification de son tracé sur une partie de sa longueur, modification qui a pour effet de substituer à des pentes excessives des pentes plus faibles.

Généralement, une rectification entraîne un notable allongement de parcours; cependant, cette remarque n'est pas toujours vraie, et il arrive qu'en contournant une montagne on ne fera pas beaucoup plus de chemin que si l'on montait directement jusqu'à la ligne de faîte pour descendre par l'autre versant.

Beaucoup d'anciennes routes prouvent chez les ingénieurs du vieux temps un amour exagéré de la ligne droite, aussi sont-elles trop souvent normales aux vallées et ne peuvent-elles les traverser qu'avec des pentes et des rampes, qui vont jusqu'à 0,07, 0,08, 0,10 et 0,12.

C'est à juste titre que le roulage se plaint d'un pareil état de choses, et l'on peut dire en principe que, sur des voies offrant une circulation notable, les rectifications sont une excellente chose, toutes les fois qu'on peut y procéder sans allonger démesurément le parcours et sans s'éloigner beaucoup de la ligne primitive. Dans ces conditions, les rectifications sont adoptées avec faveur par la majorité des populations, bien que souvent elles rencontrent une opposition sérieuse dans les intérêts particuliers qu'elles froissent et qu'elles déplacent.

Nous n'avons rien à dire de nouveau sur l'étude d'un projet de rectification : c'est une route qu'on veut substituer à une autre; il s'agit donc de construire sur la carte tous les tracés possibles, et de les comparer comme nous l'avons fait pré-

cédemment, au point de vue du profil en long, de la longueur, des dépenses de construction d'entretien et de roulage.

Il se présente bien des cas où, moyennant une faible dépense, et sans accroissement de parcours, il est possible de substituer des pentes douces à des pentes roides.

Les figures 2 et 3 de la planche II en sont des exemples.

Sur la figure 2, la route qui a traversé normalement le ruisseau en (*a*) et qui doit se diriger vers le nord-ouest en passant par le village (*b*), a emprunté d'abord un ancien chemin vicinal qui la mène immédiatement sur le plateau au village (*c*); elle gravit le coteau par une rampe très-prononcée. En adoptant la direction *acb*, qui s'élève lentement à flanc de coteau, on obtiendra non-seulement une pente douce, mais encore une réduction de parcours.

C'est un principe très-remarquable du tracé des routes que, dans tous les cas analogues à celui-ci, le tracé qui donnera la pente la plus douce, donnera précisément la distance la plus courte et la moindre dépense possible tout à la fois.

Cette dernière assertion sera justifiée suffisamment si l'on remarque que, plus la pente sera douce, moins il importera qu'elle soit régulière; on pourra donc rester presque partout à la surface du terrain et n'avoir que des terrassements très-peu considérables.

On pourra peut-être penser que des cas analogues sont rares dans la pratique; mais les ingénieurs qui se sont occupés du tracé des routes savent qu'ils se présentent très-fréquemment.

La figure 3 est un exemple des mauvais résultats que donne la ligne droite employée à outrance. La route *ah*, parallèle à la vallée *mno*, gravit le flanc de cette vallée en *ab* par une pente très-roide, traverse en palier le promontoire *bc*, descend dans le ravin *cdef*, et en remonte par des lignes de plus grande pente fort inclinées, se poursuit sur le second promontoire *fg*, d'où elle descend en *h* sur un versant rapide. La rectification *aijkh* n'allonge pas sensiblement le parcours, elle contourne tous les obstacles, et reste de niveau sur presque toute sa longueur.

Des fautes semblables aux deux précédentes se rencontrent encore, même aujourd'hui; elles tiennent surtout à ce qu'on a voulu trop souvent conserver d'anciens chemins tracés au hasard ou substitués à des sentiers uniquement parcourus autrefois par des piétons et des bêtes de somme. Partout où ces fautes se rencontrent, il est indispensable de les réparer, et il faut se garder de les renouveler à l'avenir.

Rectification de la côte de Baudet, près le Mas-d'Azil. — Parmi les ouvrages présentés à l'Exposition de 1867 par le ministre des travaux publics, on remarquait la rectification des côtes de Baudet, près le Mas-d'Azil (Ariége, route nationale n° 119). Cette rectification offre un aspect tout exceptionnel qui ne peut se rencontrer qu'en pays de montagne; mais, comme elle est fort curieuse, elle doit trouver sa place dans un traité des routes.

Les premières études ont été faites par M. l'ingénieur Richey; les études définitives par M. l'Ingénieur Gallaup, qui a exécuté le travail dont M. l'ingénieur en chef Evrard a rendu compte dans les *Annales des ponts et chaussées* de 1863. C'est à ce recueil que nous empruntons les dessins de la planche III.

Si l'on considère le plan général et le profil en long, on voit que l'ancienne route, après avoir traversé le Mas-d'Azil et le faubourg Saint-Ferréol, remonte la vallée de l'Arize pendant quelque temps, puis rencontre subitement un con-

tre-fort calcaire fort élevé, à travers lequel l'Arize s'est frayé un lit souterrain. La route gravit donc, par des pentes de 0,084 et 0,10, le versant du contre-fort et arrive au col de Baudet, à l'altitude de 375m,10 ; elle descend sur l'autre versant par des pentes de 0,064 et de 0,041, et vient traverser l'Arize sur le pont de Roquebrune, qui est très-étroit, et qui présente deux tournants très-roides à angle droit.

On avait songé d'abord à une rectification à ciel ouvert, laquelle passait forcément par le col de Baudet; elle est indiquée sur le plan, fig. 1, elle présentait encore des pentes de 0,05, allongeait le parcours, et aurait coûté 250,000 francs.

On imagina plus tard de traverser le contre-fort par un tunnel de 345 mètres, que l'on voit indiqué sur le plan de la grotte, fig. 3 ; on pouvait ainsi descendre à des pentes de 0,034, mais la dépense ressortait à 380,000 francs.

On reconnut bientôt que la solution la plus naturelle et la plus économique consistait à traverser la montagne à côté de la rivière, dans la grotte même que celle-ci s'était creusée. Le plan de cette grotte est nettement indiqué par la figure 3, la figure 4 représente la tête d'aval, et la figure 6 la tête d'amont ; on voit, par la figure 5, que dans la portion MN, le plafond de la grotte est très-abaissé, et qu'il fallait nécessairement l'entailler.

La grotte de l'Arize se divise en deux chambres : 1° la chambre d'amont, large, haute, bien éclairée et se prolongeant sur la rive droite par des cavités obscures, dites chambres des chauves-souris, lesquelles ont dû servir d'asile à des bandes pendant les guerres de religion ; 2° la chambre d'aval, moins large et moins haute, et bordée aussi de cavités obscures. Les deux chambres sont réunies par un goulet obscur, au passage duquel la profondeur de la rivière est assez considérable pour qu'on lui donne le nom de gouffre.

Le projet, présenté d'abord par M. Richey, comprenait deux tunnels et un pont pour passer de la rive droite à la rive gauche de l'Arize ; il avait pour but d'obtenir plus de lumière dans le passage. La chambre d'amont, qui a 260 mètres de long, est bien éclairée ; celle d'aval, qui a 160 mètres, s'obscurcit assez rapidement dès qu'on approche du goulet.

Pour ménager la dépense, on a dû se tenir sur la rive droite du cours d'eau ; on n'a exécuté aucun tunnel, on a eu seulement à faire sauter des éclats de rocher pour élargir et pour exhausser le passage en certains endroits. Le rocher est très-solide, et on l'a laissé à nu.

Sur les enrochements qui constituent le fond de la rivière, on a élevé un mur en pierres sèches avec fruit de $\frac{1}{5}$, on l'a surmonté d'une forte banquette, à l'abri de laquelle on a établi une chaussée de 6 mètres de large avec trottoirs. Les cavités latérales ont été isolées par des murs ou des cloisons en planches, afin de ne pouvoir donner asile aux malfaiteurs.

Il reste toujours une partie obscure que l'on est forcé d'éclairer nuit et jour avec des lampes à réflecteur parabolique.

La rectification par la grotte n'a qu'un développement de 1,650 mètres, au lieu de 1,960 mètres que présentait la route ancienne. Ses déclivités ne dépassent pas 0,046, et elle monte d'une manière à peu près continue. On a donc diminué le parcours de 310 mètres, évité les tournants vicieux de l'ancien pont et épargné une ascension inutile de 41m,40. Ces avantages ont été achetés par une dépense de 163,000 francs.

Cette rectification est d'un effet très-remarquable, et il faut la ranger au nombre des curiosités des Pyrénées.

DU PROFIL EN TRAVERS DES ROUTES ET CHEMINS.

De la largeur à donner aux routes et aux trottoirs. — Nous avons rappelé les anciennes ordonnances qui fixaient la largeur des routes; cette largeur était autrefois fort considérable et hors de proportion avec les besoins de la circulation, mais l'excès était nécessaire afin que l'on pût éviter les ornières et les fondrières.

La largeur d'une route ne doit point être choisie arbitrairement, ainsi qu'on a eu le tort de le faire plus d'une fois. Elle est dans un rapport simple avec la circulation.

Lorsqu'une chaussée doit donner passage à une seule voiture ou à deux, à trois voitures qui se croisent, il faut en calculer la largeur d'après ces prévisions, et ne pas adopter, par exemple, une dimension trop grande pour deux voitures et trop petite pour trois; l'excès de largeur est absolument inutile et se trouve perdu aux dépens soit des trottoirs, soit des propriétés voisines.

Cette proportion à observer est surtout d'une importance capitale dans les grandes villes où la circulation des voitures et celle des piétons prennent un développement considérable, et où il est nécessaire de les séparer pour éviter les accidents.

Autrefois, la plupart des rues de Paris avaient un profil concave avec un ruisseau central; les voitures, par suite de la pente, avaient toujours une tendance à revenir vers le ruisseau, et la circulation des piétons se faisait le long des maisons, qui, du reste, étaient protégées par des bornes plus ou moins rapprochées.

C'est vers l'année 1818 que l'administration essaya d'introduire les trottoirs dans les rues de la capitale. Cette innovation fut vite appréciée, et on trouva les trottoirs si commodes pour les piétons, et si utiles pour les maisons, qu'ils sont devenus aujourd'hui un indispensable besoin. On en trouve le long des rues de la moindre bourgade, et on en a même construit en rase campagne sur certaines routes très-fréquentées.

Dans bien des cas, il a été possible, même à Paris, de créer des trottoirs sans gêner la circulation des voitures qui disposait d'un excès de largeur. Du reste, les voitures passent beaucoup plus facilement dans une rue à trottoirs, elles sont beaucoup plus commodes à guider, et les accidents que l'on peut causer aux piétons sont beaucoup moins à craindre.

Le minimum à fixer pour la largeur des trottoirs est de 0,75; avec cette dimension, une personne circule parfaitement sur les trottoirs sans risquer d'être touchée par les saillies des voitures. Lorsque la largeur atteint 1 mètre, elle suffit pour que deux personnes puissent marcher de front; cependant, il y a dans ce cas quelques précautions à prendre pour la personne qui longe la bordure.

La largeur des trottoirs doit être proportionnée à l'affluence des promeneurs; cependant il n'y a point pour cela des règles aussi nettes que pour les chaussées, car il faut supposer entre les passants un jeu plus ou moins grand.

D'après la loi sur la police du roulage, le maximum de longueur des essieux est fixé à $2^{m},50$; l'essieu, à chaque extrémité, ne doit point dépasser le moyeu de plus de 0,06, et la saillie totale du moyeu et de l'essieu sur le plan extérieur des roues ne doit point excéder 0,12.

Ainsi, en principe, les largeurs des voies à une, deux, trois voitures, sont les multiples successifs de 2m,50.

Dans la pratique, ce n'est pas tout à fait exact, car il y a peu de voitures dont la longueur d'essieu atteigne le maximum, ainsi :

Les grands chariots de roulage ont	2m,20	de longueur d'essieu, avec	0m,10	de saillie du moyeu.
Les omnibus..........	2m,10	—	0m,08	—
Les anciennes diligences.....	2m,02	—	0m,12	—
Les voitures bourgeoises.....	2m,00	—	0m,07	—
Les cabriolets.........	1m,70 à 1,90	—	0m,07	—

Donc, à la rigueur, deux cabriolets pourront passer dans environ 3m,50, et deux voitures de roulage dans 4m,50.

Voici les bonnes dimensions moyennes que l'on peut adopter :

Largeur moyenne de chaussée	pour une voiture...	2m,50		
—	pour deux voitures, .	5m,00	avec trottoir de	0m,75
—	pour trois voitures. .	7m,00	—	1m,50 à 2m,00
—	pour quatre voitures.	9m,50	—	2m,00 à 3m,50
—	pour cinq voitures..	12m,00	—	4m,00
—	pour six voitures.. .	14m,00	—	4m,00

Dans une largeur de 5 mètres, en admettant que deux chargements qui se croisent aient la largeur maxima, ce qui est un cas tout à fait exceptionnel, il y aura encore entre eux un jeu suffisant, grâce à la saillie que fait le chargement sur le trottoir.

De la forme du profil en travers. — Le profil plan et horizontal serait évidemment le meilleur, puisque des roues à bande cylindrique s'y développent sans frottement de glissement, et que l'attelage et le véhicule sont bien en équilibre sous l'action de la pesanteur. Mais le profil plan est irréalisable dans la pratique, car il ne permet pas l'écoulement de l'eau, et, par suite, il favorise la formation des ornières et des flaches.

On s'écarte d'autant plus du profil plan, qu'il s'agit d'une chaussée moins parfaite : la tendance dans les chaussées perfectionnées, comme les dallages et les asphaltes, est de se rapprocher le plus possible du profil flanc.

Le profil concave, avec ruisseau central, était jadis en grande faveur, et l'on doit encore en rencontrer quelques exemples dans les provinces; il est favorable aux piétons, puisque les parties latérales se tiennent toujours sèches, mais il est fort gênant pour le croisement des véhicules, et détermine la formation d'ornières et de frayés de chaque côté du ruisseau.

Les routes modernes ne présentent plus guère que le profil convexe avec bombement plus ou moins prononcé. L'inconvénient du profil convexe est que la pesanteur exerce sur les véhicules une force de déversement latéral qui tend à les entraîner toujours vers l'accotement; mais ce profil est très-favorable à l'écoulement des eaux qui se rendent dans des fossés latéraux par où elles s'écoulent et gagnent les ruisseaux naturels.

Le profil convexe est surtout parfait lorsqu'il est compris entre deux trottoirs, car alors les piétons sont à l'abri des voitures.

Du bombement. — Le bombement d'une route est le rapport qui existe entre la flèche et l'ouverture de la courbe qui forme son profil transversal.

Dans les chaussées anciennes, ou médiocrement entretenues, on a tendance à

prendre un bombement fort; c'est commode pour l'écoulement des eaux, mais cela détermine toujours la formation d'une voie à ornière sur la partie centrale de la route; en effet, sur les flancs de la chaussée, les voitures prennent, par rapport à la verticale, une notable inclinaison transversale qui gêne beaucoup le tirage. Au contraire, au sommet de la chaussée, la voiture est d'aplomb et le tirage se fait bien.

Il convient donc de donner un grand rayon de courbure à toute la partie centrale des chaussées, et de conserver les déclivités rapides pour les portions latérales, surtout lorsqu'il y a des trottoirs; c'est là, en effet, que les eaux se réunissent, et, pour qu'elles n'occupent pas une trop grande largeur, il faut leur donner de la profondeur.

Dans les anciennes routes, le bombement était de $\frac{1}{24}$, nombre bien trop fort; Trésaguet le fit descendre à $\frac{1}{36}$. Au commencement du siècle, on adoptait $\frac{1}{40}$ pour les empierrements, et $\frac{1}{50}$ pour les pavages.

C'est encore trop pour des chaussées perfectionnées et bien entretenues, et il convient alors de descendre jusqu'à $\frac{1}{70}$ et même jusqu'à $\frac{1}{100}$.

Des accotements et des gares. — Les anciennes routes, avons-nous dit, possédaient beaucoup trop de largeur, et, lorsqu'on les a amenées à un bon état d'entretien, il n'a pas été possible d'établir une chaussée solide sur toute cette largeur. On s'est contenté d'empierrer ou de paver une zone centrale, et on a laissé à l'état de sol naturel les bandes latérales comprises entre la chaussée et les fossés; ce sont les accotements.

Les accotements ont de graves inconvénients; lorsqu'une voiture passe d'une chaussée ferme sur un accotement mou, elle s'y enfonce, et il arrive quelquefois qu'elle se renverse. En rampe, les accotements sont toujours très-malpropres, car les voituriers y mettent une roue pour augmenter le frottement et se dispenser de serrer la mécanique. Avec le temps, les accotements s'exhaussent par les détritus de toutes sortes et par une végétation qui ne manque pas d'engrais, et il faut de temps en temps venir enlever à la pioche ou à la charrue ces bandes gazonnées qui changent la route en chemin creux et nuisent à l'écoulement des eaux. Dans tous les cas, il faut ménager dans ces accotements, tous les 10 ou 15 mètres, des saignées qui mènent les eaux de la route dans les fossés.

Maintenant, il faut dire que les accotements sont commodes pour déposer les matériaux d'entretien, et que, du reste, on peut en tirer parti en y plantant des rangées d'arbres qui sont d'un bon rapport, qui embellissent la route, limitent la chaussée et servent, dans certains cas, par exemple en temps de neige, à guider les voitures.

Sur les anciennes routes, on a été forcé de conserver les accotements, parce qu'il eût coûté trop cher de rapprocher les fossés et de rendre à la culture l'excédant de largeur; on utilise cet excédant comme nous venons de le dire.

Sur les routes nouvelles, il convient de ne pas faire d'accotements, de proportionner la chaussée à la circulation, de l'empierrer sur toute sa largeur en lui donnant une épaisseur décroissante depuis son axe jusqu'aux bords, et de la limiter par des trottoirs destinés aux piétons. Sous les trottoirs on ménage des gargouilles en nombre suffisant pour écouler les eaux pluviales. Un des trottoirs peut servir pour le dépôt des matériaux.

Mais le dépôt des matériaux rend ainsi inutile une longue bande de terrain dont il n'occupe qu'une faible partie; c'est un défaut auquel on a tâché de remédier par la construction des gares. Les gares sont enclavées dans les champs qui bordent la route; il convient de ne point les faire rectangulaires, de les

placer autant que possible aux limites de propriétés, et de leur donner une forme arrondie afin de ne point apporter trop d'entraves à la culture des terres dans lesquelles elles pénètrent.

C'est pour avoir négligé cette précaution qu'on a souvent soulevé de justes réclamations de la part des populations.

La raison d'économie fait souvent maintenir les accotements, notamment dans les chemins vicinaux; et, en effet, ces chemins sont peu fréquentés et les croisements de voiture y sont rares, on ne ménage donc qu'une voie de 3 ou 4 mètres à la circulation, avec des accotements de 1 mètre ou de 1m,50. Lorsqu'il y a rencontre de deux voitures, la plus légère passe sur l'accotement. On ne saurait blâmer cette disposition qui permet pour une somme donnée de construire une plus grande longueur de chemins.

Les fossés sont un accessoire obligé des routes, toutes les fois que l'écoulement ne peut se faire soit latéralement, soit par des caniveaux pavés qui les conduisent aux ruisseaux naturels.

On donnait autrefois aux fossés des grandes routes des dimensions monumentales, et on en faisait de véritables réservoirs susceptibles d'emmagasiner un grand volume d'eau, c'est un tort.

Aujourd'hui, sur les grandes routes, on se limite aux dimensions suivantes : largeur des fossés en gueule, 1 mètre, au plafond 0,50, profondeur 0,50; il en résulte des talus à 45°.

Il faut encore réduire ces dimensions lorsqu'il est possible de donner au fossé une pente suffisante pour un écoulement rapide, et l'on peut adopter les trois dimensions : 0m,80, 0m,40 et 0m,40, ce qui réduit le cube des terres à enlever d'environ un tiers. La première section donne une surface de 0mq,375 et la seconde une surface de 0mq,24.

Dans les côtes, les caniveaux sont toujours préférables aux fossés; il n'est pas besoin d'une grande section d'écoulement puisqu'on dispose d'une grande vitesse. Un caniveau complet se compose de deux revers pavés plus ou moins larges, inclinés en sens inverse et formant une cuvette.

Lorsqu'on accole un caniveau à une bordure de trottoir, il faut bien se garder de construire un caniveau complet, mais seulement un demi-caniveau, de manière à placer le point le plus bas et par suite la plus grande profondeur d'eau à côté de la bordure; si l'on prenait un caniveau complet, la plus grande profondeur d'eau se trouve éloignée de la bordure, et les piétons, en voulant traverser le ruisseau, ne peuvent souvent le faire qu'en se mouillant les pieds. Cette disposition vicieuse se rencontre encore en bien des endroits; il convient de la faire disparaître.

A Paris, on a tenté de supprimer les ruisseaux qui courent le long des bordures de trottoir, en refouillant le dessous de ces bordures de manière à former pour les eaux un conduit souterrain. C'est une bonne disposition, qui évite aux piétons toutes les éclaboussures; mais elle est coûteuse de construction et exige un entretien plus soigné. Aussi ne s'est-elle guère répandue.

Types de profils en travers. — Pour compléter les renseignements généraux que nous venons de donner, il ne sera pas inutile de reproduire les profils d'un certain nombre de voix de divers ordres.

1° Rues des grandes villes. — (*a*). *Boulevard de Sébastopol* (planche IV). — Sa largeur totale est de 30 mètres qui se subdivisent en une chaussée de 14 mètres flanquée de deux trottoirs de 8 mètres. Sous les trottoirs sont logés les égouts, avec les conduites d'eau et de gaz. Sur chaque trottoir existe une rangée

d'arbres. Il est clair que ce profil large et commode convient parfaitement à une grande circulation de voitures, et à un mouvement perpétuel de piétons et surtout de promeneurs Le bombement n'est que de 0,016 ($\frac{1}{60}$), et encore la courbure n'est-elle bien sensible que lorsqu'on approche des bordures de trottoirs. Le long des bordures on remarque de larges caniveaux maçonnés reposant sur une couche de béton.

(*b*). *Rue de Rivoli.* — La rue de Rivoli, soumise comme chacun sait à une énorme circulation qui s'y fait sans encombrement sensible, a un profil analogue au précédent. Sa largeur totale n'est que de 24 mètres; elle offre une chaussée de 14 mètres avec deux trottoirs de 5 mètres. La chaussée est empierrée sur une épaisseur constante comme le boulevard Sébastopol, et cela se conçoit pour de pareilles voies, car la circulation y est aussi considérable sur les côtés qu'au centre.

Le bombement est encore réduit, il n'est que de $\frac{0,18}{14}$, ou environ 0,013, ou encore $\frac{1}{77}$. On a toujours des caniveaux maçonnés de 1 mètre de large, sur lesquels la bordure fait saillie de $0^m,17$.

Vu l'importance de la circulation des piétons, il n'était pas possible de réduire la largeur du trottoir par une rangée d'arbres.

Le trottoir est réglé avec une pente de $0^m,03$ vers le caniveau, afin de permettre l'écoulement des eaux. Il en est de même du trottoir du boulevard Sébastopol.

Cette pente transversale est suffisante pour de bons trottoirs en bitume, en asphalte, en ciment, ou en dalles bien dressées; mais il faut l'augmenter et la faire de $0^m,04$ pour des trottoirs ordinaires.

(*c*). *Rue de Lyon.* — La rue de Lyon est soumise à une énorme circulation de voitures grosses et légères, et en même temps elle doit livrer passage par moments à un grand nombre de piétons; c'est elle qui va de la Bastille à la gare du chemin de fer de Paris-Lyon-Méditerranée. Elle se compose d'une chaussée pavée de 12 mètres flanquée de trottoirs de 4 mètres.

Le bombement est de $\frac{0,24}{12}$, soit $\frac{1}{50}$, et la pente transversale des trottoirs de $0^m,04$ par mètre.

Elle peut facilement livrer passage à cinq files de voitures; sur le boulevard de Sébastopol et la rue de Rivoli six files sont possibles.

(*d*). *Regent-street à Londres.* — Regent-street, à Londres, a $15^m,50$ entre ses caniveaux; c'est une chaussée empierrée avec bombement de $\frac{1}{100}$. On remarquera l'épaisseur de cette chaussée qui est bien supérieure à ce que nous adoptons en France lorsque nous n'avons pas une couche distincte de fondation.

(*e*). *King-William street de Londres.* — Comme exemple de chaussée pavée en Angleterre, nous donnons le profil de King William-street, dont le bombement est à peine de $\frac{1}{100}$. On remarquera que le pavage repose sur une couche de sable, superposée elle-même à une assez forte épaisseur de cailloutis.

(*f*). *Traverse de la route nationale n° 20 dans Orléans* (planche V). — C'est une chaussée pavée de $7^m,40$ de large, flanquée de deux trottoirs de $2^m,80$; le bombement estassez considérable, il est d'environ $\frac{1}{44}$; on peut le réduire.

La largeur est un peu forte pour trois files de voitures, et on aurait pu donner $0^m,20$ de plus à chaque trottoir.

(*g*). *Chaussée pavée à Strasbourg.* — Chaussée pavée de 8 mètres de large avec bombement de $\frac{1}{50}$; trottoirs de 3 mètres réglés avec une pente transversale de $0^m,01$ seulement, cette pente est un peu faible. Ce profil nous donne un exemple des bordures de trottoirs refouillées. L'écoulement des eaux se fait par un canal

couvert, et on évite ainsi les inconvénients que présentent les caniveaux pour la circulation des piétons.

(*h*). *Route départementale n° 3, de Seine-et-Oise. Traverse de Corbeil.* — Chaussée pavée de 5m,50, avec bombement de $\frac{1}{15}$, et trottoirs de 1m,25 de large, réglés avec une pente transversale de 0m,04. Ce profil convient bien à des traverses ordinaires.

(*i*). *Route départementale n° 48, de Seine-et-Oise. Traverse empierrée.*— L'empierrement de 5 mètres de large est bordé par des caniveaux pavés de 1 mètre que suivent des trottoirs de 2 mètres.

2° **Routes en rase campagne.** — (*k*). *Seine-et-Oise. Profil type.* — Empierrement, 5 mètres de large, bordé par des caniveaux de 1 mètre et des trottoirs de 2 mètres, qui sont réglés à 0m,05 de pente.

C'est un bon profil pour une circulation importante.

(*l*). *Bas-Rhin. Profil type.* — Chaussée empierrée de 6 mètres avec accotements de 2 mètres et fossés de 1m,50. Bombement de la chaussée $\frac{1}{50}$. Épaisseur uniforme pour l'empierrement. La largeur de 6 mètres donnée à la chaussée pourrait bien être réduite à 5 mètres.

(*m*). *Loiret. Profit type.*— Cette réduction existe pour le profil type du Loiret : la chaussée n'a que 5 mètres de large, avec deux bas côtés de 0m,50, et deux accotements surélevés de 2 mètres de large. Des saignées sont réservées dans les accotements pour conduire les eaux de la route dans les fossés.

(*n*). *Haute-Vienne. Route nationale, n° 21.* — Profil type en remblai : on ménage d'un côté un trottoir surélevé de 0m,45. Sous ce trottoir passent des gargouilles en bois, en maçonnerie de pierres sèches ou en tuyaux de drainage.

(*p*). *Eure. Route nationale, n° 13. Profil type* — Largeur totale 23m,50. C'est la grande route de Paris à Cherbourg, autrefois très-fréquentée, aujourd'hui presque abandonnée sur certaines parties de son parcours.

La chaussée empierrée, qui occupe encore 7 mètres de large en quelques endroits, a été réduite sur d'autres à 5 mètres.

Sur chaque accotement, on a pu planter deux rangées d'arbres, ce qui donne à la route l'aspect d'une belle promenade.

Fossés de 2 mètres en gueule et de 1 mètre au plafond.

(*q*). *Eure. Route nationale, n° 138. Profil type* (planche VI). — Quoique un peu plus fréquentée que la précédente, cette ancienne route de Bordeaux à Rouen a beaucoup perdu de son importance.

La chaussée empierrée de 6m,90 de large est formée de deux couches . une couche de fondation de 0m,25 en gros silex et une couche supérieure de 0m,15 en petits cailloux.

Les accotements sont garnis d'une rangée d'arbres et pourraient même en recevoir deux.

(*r*). *Route départementale n° 20, de l'Eure. Profil type.* — Chaussée en empierrement, formée de deux couches, l'une de 0m,15 en gros silex, et l'autre de 0m,15 aussi en cailloux de 0m,06.

Largeur de la chaussée 5 mètres, avec deux accotements de 1m,50, et deux fossés de 1 mètre en gueule.

Largeur totale, 10 mètres. C'est une dimension très-convenable pour les voies de ce genre, lorsqu'elles ne sont pas munies de gares.

(*s*). *Route belge.* — Dans le département du Nord et la Belgique, les chaussées pavées jouissent d'une grande faveur. Mais, comme elles coûtent cher, il faut réduire au minimum la largeur de la zone pavée. C'est ce qu'on a fait ici; le

pavage central n'a que 3 mètres de large; il est flanqué de deux accotements de 3 mètres avec fossés de 1m,50.

Chaque accotement porte une ligne d'arbres, et la distance entre les deux lignes d'arbres est de 8 mètres.

(*t*). *Route de 1re classe du canton de Vaud (Suisse)*. — La largeur de la chaussée empierrée est de 4m,80, ce qui suffit pour deux voitures. Les accotements ont 1 mètre de large et sont aussi recouverts de gravier.

Les talus sont à 1 1/2 de base pour 1 de hauteur. C'est en général la proportion qu'il convient d'adopter; les pentes plus fortes sont presque toujours ravinées et d'un entretien difficile.

(*u*) *Profil type des chemins vicinaux d'Indre-et-Loire*. — Chaussée empierrée de 3 mètres de large, avec bombement de $\frac{1}{10}$, accotements de 1m,50. Fossés de 1 mètre en gueule, 0m,20 au plafond et 0m,40 de profondeur.

La largeur de 3 mètres pour la chaussée est une bonne dimension; dans beaucoup de départements, on a adopté 4 mètres, ce qui n'est pas assez pour deux voitures et trop pour une.

Le bombement nous paraît exagéré, bien qu'il doive être d'autant plus fort que la chaussée est l'objet d'un entretien moins parfait.

(*v*). *Profil type des chemins de grande communication de la Loire-Inférieure*. — Largeur totale 8 mètres; 4 mètres de chaussée empierrement. Talus de déblai à 45°; talus de remblai à 1 1/2 de base pour 1 de hauteur.

3° **Routes à flanc de coteau.** — Les routes à flanc de coteau sont établies, partie en remblai, partie en déblai. Le talus de déblai dépend de la nature du sol; il s'approche d'autant plus de la verticale qu'on a affaire à un rocher plus compacte. Dans un bon sol ordinaire, on peut admettre le talus de 45°. Dans des terres argileuses, on ne saurait trop adoucir le talus, et dans certains cas il faut recourir à de puissants moyens de consolidation.

Nous avons décrit en détails, dans notre cours de l'*Exécution des travaux*, tous les moyens en usage pour la consolidation des talus; nous ne reviendrons pas sur cette étude, et nous prierons le lecteur de vouloir bien s'y reporter.

Lorsqu'une route est à la fois en pente et en courbe, les véhicules qui la parcourent sont soumis à une force centrifuge d'autant plus énergique que leur vitesse est plus grande, et elles ont tendance à s'en aller en dehors de la courbe, c'est-à-dire à tomber le long du coteau. On combat cette tendance et on équilibre l'action de la force centrifuge en épaulant la chaussée, c'est-à-dire en lui donnant une inclinaison transversale vers le coteau.

C'est pour la même raison que sur les chemins de fer on a l'habitude de donner une surélévation plus ou moins forte au rail extérieur dans les courbes.

L'épaulement des chaussées est souvent pratiquée en pays de montagnes, même lorsque les pentes ne sont pas combinées avec les courbes. On est forcé d'y recourir aussi lorsque deux voies présentant des pentes inégales viennent à se rencontrer.

En somme, l'épaulement constitue une sujétion, et on doit l'éviter lorsqu'il n'est pas indispensable; quand les courbes ne sont pas trop accusées et que la route est bien protégée par une banquette de sûreté, on peut négliger l'épaulement.

Lorsqu'une route est tracée sur le flanc d'un coteau à pente rapide, il n'est pas toujours commode d'établir le talus de remblai qui s'étendrait beaucoup trop loin, et il devient quelquefois économique de recourir à un mur de soutène-

ment. Nous ne pouvons faire ici l'étude des murs de soutènement; on la trouvera dans une autre section de l'ouvrage.

Nous donnerons pour terminer quelques profils de chaussées à flanc de coteau.

(x). *Route nationale, nº* 148. *Eure. Profil à flanc de coteau.* — La chaussée en empierrement a 5 mètres de largeur; elle est encadrée par deux caniveaux de 1 mètre de large et de $0^m,05$ de profondeur.

L'accotement du côté du remblai a 2 mètres de large avec une banquette en pierres sèches de $0^m,50$ de largeur en tête, et de $0^m,55$ de hauteur.

L'accotement du côté du déblai a $2^m,50$ de large.

Les accotements servent à la circulation des piétons. Si on avait à refaire cette route on devrait, croyons-nous, la composer à partir du remblai comme il suit : une banquette de $0^m,50$ de large, un trottoir de 1 mètre, un demi-caniveau de $0^m,50$, une chaussée empierrée de $4^m,50$, un caniveau complet de 1 mètre, puis le talus de déblai. Largeur totale : $7^m,50$, au lieu de 12 mètres comme elle est actuellement.

(y). *Basses-Pyrénées. Route départementale, nº* 18. — Cette route est établie sur la rive du Gave d'Ossau. Il importait de lui donner la moindre largeur possible, afin d'éviter les déblais de rocher et un mur de soutènement trop considérable.

(z). *Bas-Rhin. Route départementale, nº* 13. — Chaussée empierrée de 5 mètres, bordée du côté de la montagne par un caniveau de 1 mètre de large, et du côté de la vallée par un cavalier, ayant $0^m,40$ de plate-forme, $0^m,30$ au-dessus de l'accotement avec des talus à 45°.

CHAPITRE II

DE LA CONSTRUCTION DES CHAUSSÉES

On distingue deux grandes classes de chaussées :

1° Les chaussées empierrées, composées de matériaux cassés de petites dimensions, lesquels sont reliés par des détritus plus ou moins pulvérulents. L'empierrement reposait autrefois sur une couche de fondation en gros cailloux ; aujourd'hui on l'établit dans une forme ou encaissement creusé dans le sol naturel, sans fondation.

2° Les chaussées pavées, composées de pierres taillées, de forme généralement prismatique, reposant sur une couche de sable et accolées les unes aux autres de manière à ne laisser entre elles que les joints les moins larges possibles.

A ces deux classes, il faut en ajouter une troisième, qui comprendra plusieurs systèmes nouveaux encore peu répandus. Ce sont :

3° Les voies dallées, les pavages en bois, les chaussées formées d'asphalte ou de mastic bitumineux, etc...

1re CLASSE. — CHAUSSÉES EMPIERRÉES.

Toutes les méthodes, employées pour la construction des empierrements, admettent un principe commun, qui forme pour ainsi dire le caractère essentiel des chaussées empierrées. Ce principe peut être énoncé de la manière suivante :

« La couche supérieure de la chaussée doit être composée de pierres cassées en petits fragments, liées entre elles de manière à former une masse compacte. Cette couche doit être établie et entretenue de telle sorte, que les roues des voitures ne puissent jamais la traverser et pénétrer jusqu'aux couches inférieures, s'il y a des couches inférieures ou jusqu'au sol si la couche de pierres cassées repose immédiatement sur le sol. »

Nos routes sont loin d'avoir la solidité et l'épaisseur des routes antiques ; les voies romaines, dont nous parlerons plus loin, étaient un véritable mur horizontal solidement maçonné. Aujourd'hui, l'on connaît trop la valeur de l'intérêt composé pour enfouir dans les chaussées les capitaux immenses que les Romains leur consacraient. La tendance est donc de retrancher de l'épaisseur tout ce qui n'est point nécessaire à la résistance, de supprimer les couches de fondation, en un mot d'établir économiquement les chaussées et de les maintenir ensuite dans un état convenable par un entretien incessant que les anciens ne connaissaient pas.

Nous verrons cette tendance s'accuser à mesure que nous nous rapprocherons de l'époque actuelle.

Chaussées avant la suppression de la corvée. — C'est à Trésaguet, ingénieur en chef de la généralité de Limoges, que l'on doit les premières études sérieuses sur la construction des chaussées. Il les expose dans un mémoire rédigé en 1775, mémoire auquel se rapportent les figures 4 à 11 de la planche II.

Les dimensions des chaussées, dit-il, sont assez généralement, sur les grandes routes du royaume, de 18 pieds de largeur, 18 pouces d'épaisseur au milieu et 12 pouces aux bordures, figure 9.

Les pierres sont arrangées à la main dans le fond de l'encaissement, posées de plat, ensuite chargées de pierrailles jusqu'à la naissance du bombement, battues à la masse, et celles-ci recouvertes de pierrailles qui doivent être cassées plus menues que la couche inférieure pour former le bombement.

Cette épaisseur a pu être nécessaire pour des chaussée à l'entretien des corvées, dont les réparations ne peuvent être faites que dans les saisons du printemps et de l'automne. Les ornières profondes, qui se forment dans l'intervalle de six mois auraient pu les couper et les détruire totalement si elles eussent eu moins d'épaisseur. Mais la suppression des corvées, depuis 1764, a donné occasion de réformer ces constructions et de réduire les épaisseurs des chaussées aux seules dimensions nécessaires pour résister au poids des plus fortes voitures ; il en est résulté une diminution de plus de moitié dans la dépense ; et, en effet, on a pu régler ces chaussées de même épaisseur d'une bordure à l'autre, et ne leur donner que 9 à 10 pouces d'empierrement au lieu de la hauteur considérable que nécessitait le système d'entretien des corvées. Les nouvelles chaussées ont résisté depuis dix ans, avec un entretien suivi à la vérité, mais aussi belles et aussi rondes que lors de leur construction primitive ; et cependant, d'une part, elles appartiennent aux routes les plus fréquentées de notre province, telles que celle de Paris à Toulouse et celle de Paris en Espagne ; et, d'une autre part, les chaussées étaient composées en grande partie de pierres calcaires tendres.

Méthode de Trésaguet. — Pour parvenir, tout en diminuant ainsi l'epaisseur des chaussées, à leur conserver la force nécessaire au poids qu'elles doivent porter, il a fallu en modifier la disposition et la construction. Le fond de l'encaissement, fig. 10, est réglé parallèlement au bombement que doit avoir la chaussée ; la profondeur réduite de la forme est de 10 pouces et les côtés sont coupés en talus sur un angle d'environ 20 degrés.

L'encaissement préparé de la sorte, les bordures sont posées par des paveurs, de façon que leur surface soit recouverte de la pierraille, et qu'il n'y ait que leur arête extérieure d'apparente.

La première couche dans le fond de l'encaissement est posée de champ et non de plat, en forme de pavé de blocage, affermie et battue à la masse, sans cependant s'assujettir à ce que les unes ne surpassent pas les autres.

Le surplus de la pierre est également arrangé à la main, couche par couche, battu et cassé grossièrement à la masse, pour que les morceaux s'incrustent les uns dans les autres et qu'il ne reste aucun vide.

Enfin, la dernière couche de trois pouces est cassée de la grosseur d'une noix environ, au petit marteau à part, et sur une espèce d'enclume, pour être ensuite jetée à la pelle sur la chaussée, et former le bombement. On apporte la plus grande attention à choisir la pierre la plus dure pour cette dernière couche, fût-on même obligé d'aller dans des carrières plus éloignées que celles qui ont fourni la

pierre du corps de la chaussée ; la solidité de l'empierrement dépendant de cette dernière couche, on ne peut être trop scrupuleux sur la qualité de la pierre ou du caillou qui doit y être employé.

Les chaussées bombées ont six pouces de flèche, tant dans la plaine que pour les pentes au-dessous de deux pouces par toise ; les cerces des chaussées creuses figure 11 ont 4, 5 et 6 pouces de flèche suivant les pentes depuis 2 pouces jusqu'à cinq pouces par toise.

Trésaguet employait, suivant les cas, des chaussées creuses ou des chaussées bombées ; en plaine, il conseille de ne recourir qu'aux chaussées bombées, accompagnées de fossés si elles sont à fleur du sol, ou simplement limitées à des talus si elles sont en remblai, figures 7 et 8.

A flanc de coteau, c'est le profil creux de la figure 4 qu'il adoptait de préférence aux anciens profils des figures 5 et 6. En effet, le profil bombé détermine la construction d'un fossé et rend impossible l'existence d'une banquette latérale ; les eaux rassemblées et resserrées dans les fossés s'écoulaient avec une telle vitesse sur des pentes de 3 à 4 pouces par toise qu'elles entraînaient bientôt les terres et que des ravins rendaient le chemin impraticable. Il eût fallu, pour remédier au mal, perreyer les fossés et en paver le fond.

Le profil incliné de la figure 6 a aussi l'inconvénient du fossé, mais il est très-désagréable à la vue et fort incommode pour les voitures, toujours penchées sur un plan incliné de 5 à 6 pouces par toise, parce qu'il faut que la pente sur la largeur soit toujours plus rapide que sur la longueur, pour déterminer les eaux à s'écouler dans les fossés ; sans quoi elles suivraient la pente la plus rapide de la longueur, les fossés deviendraient inutiles et les chemins seraient ravinés et emportés.

Trésaguet donne donc toutes ses préférences pour les pentes rapides au profil concave de la figure 4 ; il réunit les eaux dans son milieu, il est plus économique puisqu'il supprime le fossé et réduit la largeur du déblai, et enfin il offre plus de sécurité pour le voyageur.

Pour empêcher un ravinement qui ne manquerait pas de se produire sur les longues cotes, même avec ce profil, on le coupe de place en place par des cassis inclinés sur l'axe de la route dans le sens de la pente, lesquels emmènent les eaux sur les talus dans des rigoles ménagées tout exprès.

Ce profil concave de Trésaguet est absolument abandonné aujourd'hui, et cela se conçoit, car, d'abord, on n'a plus de côtes aussi rapides, et de plus on peut toujours écouler les eaux par des caniveaux pavés, ou demi-caniveaux avec des bordures de trottoir, placés sur les flancs de la chaussée bombée.

Du reste, l'assemblée des ponts et chaussées, en examinant le mémoire de Trésaguet, approuva sa méthode de construction; mais n'adopta point le profil concave.

Au commencement du siècle, les procédés de Trésaguet furent adoptés généralement par les ingénieurs français. Cependant, on les modifia sur quelques points. Ainsi, au-dessous de la couche de pierres de champ, on plaça quelquefois, dans les terrains peu solides, une couche de pierres posées à plat, ce qui augmentait l'épaisseur de la chaussée et la portait à 0,50. Pour la route du Simplon, au contraire, établie sur le roc, on supprima la fondation et on se contenta de la couche de menus matériaux ; c'est peut-être le premier exemple que l'on rencontre de la méthode actuelle d'empierrement.

On n'admit point les chaussées concaves et le bombement des chaussées convexes fut augmenté et porté au $\frac{1}{15}$ et souvent au $\frac{1}{20}$ de la largeur.

Mais l'entretien de nos chaussées était à cette époque fort défectueux; on employait tous les matériaux à l'automne et l'on n'avait plus rien pour boucher les trous pendant l'hiver; les pierres étaient trop grosses et non purgées de terre et d'argile; on n'enlevait pour ainsi dire jamais ni boue ni poussière, et les pierres étaient souvent jetées dans des ornières ou des trous complétement remplis de boue.

De tout cela, il était résulté que vers 1820, la plupart de nos routes étaient véritablement fort mauvaises et donnaient lieu à des plaintes très-vives.

Méthode de Mac-Adam. — Ce fut à peu près à cette époque qu'on commença à parler en France des améliorations qu'un ingénieur anglais, M. Mac-Adam, avait obtenues par des moyens très-simples sur quelques-unes des routes les plus fréquentées de la Grande-Bretagne.

« S'il est vrai que la viabilité d'une route en empierrement dépend essentiellement du maintien de la couche de pierres cassées qui forme sa surface; s'il est vrai que, cette couche une fois traversée, la route devient bientôt impraticable, parce que les roues, pénétrant dans les joints que laissent entre elles les pierres des couches inférieures, bouleversent et détruisent la chaussée de fond en comble, n'est-il pas naturel de penser que ces couches successives en pierres d'inégale grosseur sont à peu près inutiles, et qu'on pourrait très-bien les supprimer, sauf à augmenter l'épaisseur de la couche en pierres cassées, et à donner plus de soin à l'exécution de cette couche, qui formerait alors à elle seule tout le massif de la chaussée? »

Telle est l'idée de Mac-Adam. Il l'a mise en pratique et en a tiré d'excellents résultats, grâce surtout à un entretien des plus soignés.

Quelques-uns des principes qu'il a posés sont contestables et peu conformes aux résultats de l'expérience. Le lecteur en jugera par ce qui suit:

1° Mac-Adam n'admet pas que l'on creuse un encaissement pour y enfouir les matériaux qui doivent composer la chaussée; il relève le plus possible le sol sur lequel l'empierrement repose, afin que les eaux s'écoulent facilement vers les terres riveraines et que le fond de la chaussée se maintienne sec;

2° Il fait casser la pierre en morceaux de grosseur sensiblement uniforme, dont le poids ne doit pas dépasser six onces; c'est donc avec une balance que ses agents procédaient à la vérification et à la réception des matériaux;

3° Il exige que les matériaux soient triés avec le plus grand soin, et parfaitement purgés de toute matière terreuse, pulvérulente, crayeuse ou argileuse. Il rejette le gravier naturel, surtout lorsqu'il est formé de cailloux roulés; les matériaux cassés et anguleux sont seuls susceptibles de se lier entre eux d'une manière convenable.

4° Le répandage doit se faire en plusieurs couches; aucune matière d'agrégation ne doit être mélangée au caillou. Une épaisseur de 0,25 est suffisante même dans les plus mauvais terrains, et la fondation est toujours inutile.

5° Une condition essentielle d'une bonne chaussée, suivant Mac-Adam, c'est l'imperméabilité. Il remarque qu'en fin de compte c'est le sol qui supporte les pressions, et que le sol naturel, lorsqu'il est sec, ne s'enfonce guère sous les voitures; on doit donc se proposer de le maintenir à l'état sec en le recouvrant d'un manteau imperméable. Ce manteau, c'est l'empierrement.

Les idées si absolues de Mac-Adam n'ont pas été admises. Sans doute, il vaut mieux surélever les chaussées que de les enfouir dans le sol; mais les chaussées dont l'empierrement repose dans un encaissement peuvent être excellentes, pourvu que le fond de l'encaissement se trouve au-dessus du plan d'eau naturel

ou du niveau des eaux qui séjournent dans les fossés. L'égalité absolue des dimensions n'est pas nécessaire ; cependant, on s'accorde à reconnaître qu'il convient de ne point mélanger des matériaux offrant une trop grande inégalité ; l'aspect raboteux de beaucoup de chaussées tient à ce qu'on a négligé cette règle, les gros morceaux placés en fondation remontent toujours à la surface lorsqu'ils ne sont pas solidaires les uns des autres comme dans la méthode de Trésaguet, et ils viennent constituer ces têtes de chat, si désagréables pour les voitures comme pour les piétons. Il ne faut donc pas admettre pour le caillou de trop fortes dimensions, et il convient pour de bonnes routes, d'adopter la dimension de $0^m,06$ c'est-à-dire que tous les cailloux doivent passer en tous sens dans un anneau de $0^m,06$ de diamètre ; ce à quoi il faut attacher moins d'importance, c'est la propreté du caillou, lorque les impuretés se composent non pas de terre mais de petit gravier. La dimension du caillou n'est pas invariable ; elle dépend de la nature de ce caillou ; plus il est dur, plus il doit être de petit échantillon ; quand on se sert de pierre tendre, on peut aller jusqu'à du caillou de 0,09 ou de 0,10 ; le principe est seulement que les dimensions des morceaux cassés ne varient point dans de trop grandes proportions. Mac-Adam a raison lorsqu'il proscrit les cailloux roulés ; ceux-ci donnent des chaussées d'une désagrégation facile ; le caillou cassé est bien supérieur. Le répandage en plusieurs couches a des avantages, parce qu'il permet de comprimer plus fortement la chaussée que l'on construit ; cependant, avec le système de Mac-Adam, on ne comprend pas bien la nécessité de plusieurs couches, puisqu'il proscrit la matière d'agrégation ; aujourd'hui, la nécessité de la matière d'agrégation est universellement reconnue ; grâce à cette pratique et à celle du cylindrage, on livre au public de véritables chaussées, et non pas des tas de cailloux ainsi que le faisait Mac-Adam. La précaution prise par Mac-Adam de composer la couche supérieure de ses chaussées avec des matériaux très-durs, est excellente, et ne saurait être trop recommandée ; en France, on n'y a guère recours, cependant, il est certain que c'est le moyen le meilleur pour diminuer l'usure et pour rendre les réparations moins fréquentes ; une chaussée recouverte d'une couche de pierres dures ressemble à ces pièces en fonte que l'on fond en coquille, afin d'en tremper la surface et de lui permettre de résister aux frottements de toute nature. L'épaisseur de $0^m,25$ indiquée par Mac-Adam est en effet bien suffisante, et l'on peut même obtenir de bonnes chaussées avec des épaisseurs beaucoup moindres, $0^m,10$ par exemple ; on réalise ainsi une notable économie sur les frais de premier établissement, mais alors un entretien incessant est indispensable, et, si par suite de faits imprévus, cet entretien vient à chômer, la chaussée se coupe et se défonce, il faut la refaire en entier et le capital de construction lui-même est en partie perdu. Donc, en matière de chaussée neuve, il est prudent de donner à l'empierrement une épaisseur d'au moins $0^m,20$. Souvent, et c'est une bonne coutume, on règle le fond de l'empierrement suivant un plan horizontal, de sorte que, par suite du bombement de la chaussée, l'épaisseur du caillou va en décroissant de l'axe de la route aux accotements ; cette décroissance est rationnelle puisque la circulation se porte surtout à la partie centrale de la chaussée ; elle permet en outre, à volume égal de matériaux, d'empierrer toute la superficie de la route et de supprimer les accotements en terre. Quant à la question de l'imperméabilité que Mac-Adam considère comme capitale, nous la trouvons bien secondaire ; il est rare qu'une chaussée, comme celles que l'on construit aujourd'hui, laissent passer beaucoup d'eau ; lorsque l'on exécute des tranchées au milieu de bonnes chaussées d'empierrement, sur lesquelles il n'y a point de flaches, on reconnaît que l'eau ne les

traverse guère que par capillarité et ne peut communiquer au sol qu'une humidité insignifiante ; généralement, il n'y a pas à s'inquiéter de cela.

Cependant, lorsqu'on établit une route sur un sol vaseux et marécageux, il n'est point possible de maintenir le sous-sol assez sec, puisque l'humidité lui arrive par-dessous et non à travers la chaussée; c'est alors qu'intervient la nécessité d'une couche de fondation destinée à consolider le terrain, et à empêcher les matériaux de disparaître au sein de la masse vaseuse.

Les principes de Mac-Adam étaient donc bien contestables; ce qui lui a donné tant de vogue et lui a permis d'obtenir à peu de frais des chaussées d'un bel aspect, c'est que les anciennes voies, dont il était chargé, avaient des épaisseurs considérables et étaient formées de pierres grosses et petites jetées au hasard; ce mélange donnait une surface raboteuse et cahotante. Mac-Adam fit démonter ces chaussées et casser les grosses pierres; avec le produit du cassage, il put à peu de frais rétablir les routes dans son système, et, grâce à un système d'entretien bien suivi, grâce à son activité personnelle et à sa surveillance assidue, il ne tarda pas à obtenir des routes bien unies et bien roulantes. C'est à lui qu'il faut attribuer aussi la suppression des bombements excessifs; avec les bombements faibles qu'il adopta, la circulation se répartit beaucoup mieux sur toute l'étendue des chaussées, l'usure n'est plus concentrée sur une zone, elle s'étend à la surface entière ; les ornières et les frayés ne se forment plus.

En 1850, M. Darcy, inspecteur général des ponts et chaussées, fut chargé par le ministre des travaux publics d'aller examiner les chaussées anglaises : dans le long rapport, qui fut le fruit de cette mission, on trouve beaucoup de remarques vraiment pratiques; nous allons passer en revue celles qui sont relatives aux empierrements.

Interrogé sur le point de savoir quels sont les meilleurs procédés pour construire un bon macadam, sir James Mac-Adam, fils de celui qui a donné son nom aux chaussées actuelles, fournit les renseignements suivants:

Il faut d'abord avoir soin de mettre le sous-sol complétement à sec et d'enlever les gros matériaux non cassés.

On règle ensuite parfaitement la surface suivant une pente en travers d'un pouce ($0^{m},025$) par yard ($0^{m},914$) et l'on place les matériaux sur cette surface ainsi préparée.

Le sable, la terre et toute autre substance tendre et sèche composent la meilleure fondation d'une couche macadamisée.

On la recouvre d'une couche de gravier vif et bien criblé, d'une épaisseur de quatre pouces, et cassé à une grosseur telle qu'aucun morceau n'excède le poids de trois onces. Lorsque cette première couche est comprimée par le trafic ou par le rouleau, une seconde couche de matériaux préparée de la même manière et d'une épaisseur de deux ou trois pouces est étendue sur la chaussée; enfin, lorsque cette dernière est suffisamment comprimée, il faut la recouvrir d'une couche d'une épaisseur de trois pouces en granit ou toute autre pierre dure, cassée à une grosseur au plus égale à celle indiquée ci-dessus. Il faut avoir soin ensuite de bien passer la surface au rateau de manière à faire disparaître toutes les ornières formées par les voitures, en un mot, d'entretenir la chaussée suivant un profil aussi parfait que possible jusqu'à ce que toute la masse ait fait prise.

Il ne faut étendre sur la surface ni sable, ni détritus, dans le but de lier les *matériaux* entre eux. Lorsque la route a besoin d'être réparée, il faut repiquer *la surface à la* profondeur d'un pouce avant de poser les matériaux neufs.

L'épaisseur de chaussée ci-dessus indiquée est suffisante pour une route de première classe très-fréquentée ; pour une route de seconde classe on met quatre pouces de gravier et trois pouces de granit ou pierre dure ; pour une route de troisième classe, il faut trois pouces de gravier et deux de pierre dure.

Sur les voies très-fréquentées, l'emploi du granit ou de toute autre pierre dure est indispensable, au moins comme couche de revêtement ; le gravier siliceux est assez résistant pour des chaussées où la circulation est peu considérable et composée de chargements légers, mais, quand le trafic est lourd et considérable, il est économique de recourir à la pierre dure.

Comme on le voit, sir James Mac-Adam a conservé en grande partie les idées de son père ; on ne peut que l'approuver quand il parle du choix à faire entre les pierres dures et les pierres tendres ; mais, on ne conçoit pas qu'il veuille toujours rejeter les détritus, destinés à combler les vides entre les pierres et à former véritablement une chaussée compacte ; sans doute, la proportion de détritus et de poussière que renferme une chaussée doit être réduite autant que possible, si l'on veut obtenir une route ferme et roulante, mais il en faut toujours pour remplir les vides, car les cailloux ne sont point des figures géométriques susceptibles de se juxtaposer et de s'enchevêtrer mathématiquement ; puisqu'il faut qu'il se forme des détritus aux dépens du caillou, autant les mélanger immédiatement à celui-ci et donner au roulage une route toute faite, dont il n'aura point à broyer et à comprimer les cailloux.

Voici maintenant les renseignements donnés par M. York, surveyor de la paroisse de Saint-James :

Les routes macadamisées bien construites en bons matériaux peuvent être adoptées quel que soit le trafic, mais leur entretien est beaucoup plus onéreux que celui des routes pavées en granit.

Lorsqu'on veut transformer une chaussée pavée en chaussée macadamisée, on relève le pavé et on fait le déblai nécessaire, puis on étend sur le sol une première couche de 6 pouces d'épaisseur de gros gravier de rivière, de lest de bâtiments ou d'anciens pavés concassés.

On place sur cette première couche 4 pouces d'épaisseur de pierre cassée mêlée avec du gravier criblé, la pierre n'a pas besoin de présenter la dureté des matériaux réservés pour la couche de superficie.

On donne à celle-ci 6 pouces d'épaisseur et on la compose avec du granit de Guernesey. On livre alors la route à la circulation et après deux ou trois jours on rétablit bien son profil et l'on recouvre la chaussée d'une légère couche de gravier ou de détritus provenant de pierres cassées.

Si le temps est sec, il faut avoir soin d'arroser la chaussée deux ou trois fois par jour et de remplir avec soin tous les affaissements qui pourraient se produire.

On voit que M. York est en désaccord avec Mac-Adam ; d'abord, il emploie une couche de fondation assez considérable, ce qui est rendu nécessaire par le peu de résistance que présente presque partout le sol de Londres ; surtout, il recommande l'emploi du menu gravier et des détritus, afin d'accélerer la prise des matériaux. Si vous ajoutez à cela le cylindrage, vous aurez le procédé de construction que l'on regarde aujourd'hui comme le meilleur.

La discussion précédente a montré le fort et le faible du système de Mac-Adam. Les principes que l'on applique aujourd'hui sont les suivants : 1° Avoir du caillou cassé de dimensions à peu près uniformes ; 2° le purger de terre et d'argile, mais lui laisser le menu gravier et le sable qu'il peut contenir, tant que la pro-

portion ne dépasse pas 20 à 30 pour 100 du volume; 3° proportionner les dimensions à la dureté du caillou et de la chaussée; 4° choisir les matériaux les plus durs possibles, et, en tout cas, placer ce que l'on a de plus dur à la surface de la chaussée; 5° mélanger au caillou des détritus en proportion suffisante, pour déterminer la liaison; la matière d'agrégation doit être grasse comme la marne, pour des matériaux siliceux, au contraire elle doit être siliceuse et sableuse pour des matériaux calcaires; 6° lorsqu'on a mélangé le caillou et les détritus, il faut donner à la chaussée la compacité nécessaire au moyen du cylindrage combiné avec l'arrosage; lorsque le cylindrage n'est pas possible, on doit néanmoins recourir aux détritus, et apporter les plus grands soins à l'entretien jusqu'à ce que la prise soit complète; 7° diminuer le bombement d'autant plus que la voie recevra un entretien plus perfectionné; 8° supprimer en général la couche de fondation, car, lorsque le sous-sol est ferme, la couche de fondation est plus nuisible qu'utile parce qu'elle place le caillou entre l'enclume et le marteau; cependant, dans les terrains mous et sans consistance la fondation est nécessaire.

Méthode de Telfort. — La méthode de Telfort n'est autre que celle de Trésaguet modifiée, reprise par un ingénieur anglais à la suite des travaux de Mac-Adam.

Telfort, après avoir préparé la forme de la chaussée, en dresse le fond bien de niveau, puis il y pose, sur leur face la plus large, une couche de pierres serrées entre elles et formant une espèce de pavé. La hauteur de ces pierres n'est pas la même dans toute la largeur de la chaussée; elle est de $0^m,20$ à $0^m,25$ au milieu et va en diminuant graduellement de part et d'autre de l'axe, de manière à se réduire à $0^m,08$ et $0^m,10$ à l'arête extérieure de la chaussée. On remplit avec des éclats enfoncés fortement les vides que les pierres laissent entre elles; puis, on brise à la masse toutes les aspérités que présente la surface et on la dresse d'une manière uniforme. Le bombement est communément réglé au soixantième de la largeur, et ce bombement est distribué de telle sorte que le profil transversal de la chaussée soit une ellipse aplatie. Quand on a ainsi obtenu un pavage irrégulier, mais très-solide, on le recouvre d'une épaisseur de $0^m,15$ environ de pierres cassées. On partage cette épaisseur en deux couches et l'on attend pour répandre la seconde que la première ait commencé à faire corps. Enfin pour faciliter et activer la liaison on répand quelquefois sur la pierre cassée une petite couche de gravier.

D'après plusieurs ingénieurs anglais, les routes de Telfort sont bien supérieures à celles de Mac-Adam si on les étudie au point de vue du roulage; à égalité de chargement, le tirage serait représenté par 46 sur une chaussée de Telfort et par 65 sur une chaussée de Mac-Adam,

Nous croyons que ces résultats ne sont pas généraux, et ne doivent être appliqués que pour des terrains mous et compressibles comme ceux que l'on rencontre souvent en Angleterre.

En effet, sur des terrains de ce genre, la chaussée de Mac-Adam fléchit davantage, est plus élastique que la chaussée de Telfort; or l'élasticité est une mauvaise chose pour une route ainsi que nous l'avons déjà dit, car, en admettant même que la chaussée revienne sur elle-même après le passage de la roue, elle ne peut rendre à celle-ci le travail qu'elle en a reçu pour la compression du sol; donc, il est facile de comprendre que sur un terrain mou, la route la moins rigide produira la plus grande résistance au tirage et par suite le moindre effet utile.

Mais, sur un bon sol ordinaire, peu compressible, l'écart entre les chiffres qui représentent l'effet utile du tirage, doit tendre à s'annuler.

Dans un mémoire de M. l'ingénieur en chef Dumas, nous trouvons sur cette question de la construction des empierrements avec ou sans fondation, quelques remarques qui trouveront utilement leur place ici.

« *Chaussée en empierrement.* — L'idée de chaussée empierrée suppose nécessairement une couche de petites pierres ou cailloutis sur laquelle s'opère le roulage ; mais le corps de la chaussée peut donner lieu à divers systèmes de construction.

Jusqu'à ces derniers temps, une chaussée empierrée se composait de trois couches : la première de larges pierres posées à plat, la deuxième de pierres posées de champ, ces deux couches formant ce qu'on appelle la fondation ; et enfin la troisième de petites pierres ou cailloutis variant de la grosseur d'un œuf à celle d'une noix. Ces trois couches présentaient une épaisseur totale de $0^m,40$ à 0,50 encadrée dans deux rangées de bordures, c'est-à-dire de pierres de forme régulière et d'une forte dimension.

Le système de Mac-Adam, à peu près généralement adopté aujourd'hui, consiste à supprimer toute espèce de fondation et à remplacer les trois couches de l'ancien système par une seule couche de petites pierres de $0^m,25$ d'épaisseur.

Depuis peu de temps quelques ingénieurs anglais reviennent au système de fondation ; seulement, au lieu des deux couches dont nous avons parlé, ils établissent une espèce de pavage grossier, mais bien serré, sur lequel on étend la couche de cailloutis.

Pour apprécier le mérite et l'efficacité de ces divers systèmes de construction, il faut se reporter à ce qui se passe sur une chaussée qui vient d'être livrée au public et tenir compte du mode d'entretien qui y est en usage. Si l'on n'a rien fait pour l'affermissement de la couche de cailloutis, si cette couche composée de matériaux mobiles est abandonnée ainsi à elle-même, les roues des voitures y formeront aisément des frayés et bientôt des ornières de plus en plus profondes. Dans ce cas l'avantage d'une fondation n'est pas douteux, car en son absence les roues pourraient arriver jusqu'au terrain naturel, et alors, dans des moments de pluie ou de dégel, la chaussée courrait le risque d'être entièrement bouleversée. Mais si la couche de cailloutis est soumise à un travail de consolidation tel qu'elle présente une masse liée et compacte, abritant le sol et l'isolant des influences atmosphériques ; si de plus on s'impose l'obligation de maintenir la surface constamment unie et saine, en enlevant les détritus à mesure qu'ils y apparaissent et en effaçant les moindres traces qui viennent à s'y former, alors il est bien évident que l'existence d'une fondation devient tout à fait indifférente, puisque l'action des roues, limitée à la surface, ne peut jamais se faire sentir au delà de quelques centimètres de profondeur. Or, l'emploi de ces moyens de consolidation, et surtout les soins continus d'un entretien régulier, sont, dans tous les cas, indispensables pour peu qu'on tienne au bon état des routes, car ce n'est qu'à ce prix qu'il est possible de les avoir constamment belles. Dans le système du maximum de beauté des routes, la fondation ne présente donc aucune espèce d'utilité et peut être supprimée sans inconvénient. On doit ajouter, en outre, que cette suppression est toujours avantageuse sous le rapport de l'économie, l'augmentation provenant du cassage se trouvant compensée, et bien au delà, par une diminution de plus de moitié dans le cube des matériaux.

Nous admettrons toutefois qu'il existe telles circonstances locales où l'établis-

sement d'une fondation pourrait présenter plus de garanties ; mais ce sont là des circonstances exceptionnelles. Nous ajouterons seulement que dans ce cas le meilleur système de fondation nous paraît être le pavage grossier, c'est-à-dire le système qui exige moins de matériaux et qui les emploie avec le plus d'art et de soin.

Quant aux bordures qui formaient l'encadrement obligé des anciennes chaussées, elles n'occasionnent pas seulement une dépense inutile, elles sont encore fort nuisibles. En effet, elles établissent entre la chaussée et les accotements une séparation tranchée qui rend la circulation difficile dans le sens transversal, et le long de laquelle se forme toujours une ornière où se trouvent forcément entraînées les voitures et qui tend par conséquent à s'approfondir de plus en plus. Pour qu'une route se maintienne unie, pour qu'elle n'ait aucune tendance à se rouager, il faut que les voitures puissent circuler librement dans tous les sens, sans rencontrer d'obstacle, ni même de résistance inégale. Bien loin, par conséquent, de marquer par une construction solide la limite de la chaussée et des accotements, on doit, au contraire, mettre tous ses soins à l'effacer et à rendre la transition insensible.

Au reste, il est aisé de s'assurer que la suppression de la fondation, celle des bordures et les soins donnés à la beauté des routes, constituent un perfectionnement véritable conforme à la marche naturelle du progrès. Si l'on mesurait anciennement la solidité d'une route au cube et à la dimension des matériaux dont elle était formée, c'était la suite nécessaire des idées de l'époque s'appuyant, en toutes choses, sur la force matérielle. Aujourd'hui, l'on commence à comprendre que le meilleur moyen de triompher d'une force, consiste bien moins à la combattre avec énergie qu'à la rendre impuissante en ne lui donnant aucune prise. Or, en ce qui touche les routes, la beauté et l'uni de leur surface font l'effet d'un véritable talisman devant lequel s'arrête, d'elle-même, la force destructive du roulage. Les belles routes sont donc en réalité les plus solides, le roulage devenant aussi inoffensif et comme respectueux à leur égard, qu'il continue à se montrer redoutable pour les mauvaises, ou si l'on veut pour les laides. On reconnaît ici, sans peine, l'éternelle allégorie de la Force désarmée par la Beauté, allégorie qui, pour paraître aujourd'hui quelque peu surannée, n'en est pas moins aussi juste qu'ingénieuse.

En resumé, une chaussée d'empierrement doit se composer d'une couche uniforme de petits matériaux sans fondation et sans bordures, réalisant autant que possible le plus haut degré de beauté. Nous allons entrer maintenant dans les détails de construction, et nous aurons à examiner successivement : 1° les dimensions à donner à la chaussée ; 2° sa composition ; 3° les moyens de consolidation à employer pour la rendre immédiatement praticable au roulage.

Épaisseur. — Une chaussée d'empierrement, pour être solide, n'a pas besoin d'une grande épaisseur. La condition essentielle qu'elle ait à remplir, c'est de former une masse compacte et imperméable, abritant complétement le sol contre l'humidité, car on sait très-bien que le simple terrain naturel, lorsqu'il est à l'état de sécheresse, résiste suffisamment aux plus lourdes charges.

La moindre épaisseur qu'on puisse donner à une chaussée, dépend de la dimension des matériaux dont elle se compose. Il est bien évident, par exemple, qu'avec des matériaux de $0^m,10$ de diamètre elle ne saurait être réduite à $0^m,10$, parce que ces matériaux se trouvant alors simplement juxtaposés et se présentant isolément à l'action des roues pourraient être écrasés ou enfoncés dans le sol. Mais on conçoit très-bien que des matériaux de $0^m,05$ à $0^m,06$ de diamètre, en-

tremêlés d'autres plus petits, puissent s'enchevêtrer les uns dans les autres de manière à former une masse solidaire n'ayant pas plus de $0^m,10$ d'épaisseur. C'est, au reste, ce qui a été constaté un grand nombre de fois par l'expérience, jugé en dernier ressort dans de semblables matières. Nous pourrions citer plusieurs exemples ; nous nous bornerons au plus concluant.

En 1840, l'adoucissement d'une pente comprise entre le rond-point des Champs-Élysées et l'arc de triomphe de l'Étoile, exigea la construction d'un remblai, et, par suite, d'un empierrement neuf sur les bas côtés de cette partie de l'avenue de Neuilly. Aussitôt que le remblai fut terminé, on le recouvrit d'une couche de cailloux de $0^m,10$ d'épaisseur seulement, avec addition d'environ $0^m,02$ de détritus. Ces cailloux appartenaient à la classe du silex pyromaque réputé d'une assez mauvaise qualité ; ils étaient ramassés et non cassés. Au bout de quinze jours leur liaison était parfaite, et depuis lors cet empierrement s'est toujours maintenu en excellent état. Or, on sait qu'il existe bien peu de routes dont la fréquentation puisse être comparée à celle de l'avenue de Neuilly.

Cette résistance de chaussées aussi minces, au moment même où elles sont à peine affermies, tient à ce que la pression que les roues exercent à la surface, se transmet latéralement de proche en proche, de manière à se répartir à la partie inférieure sur une base très-étendue. Il se forme ainsi une pyramide de matériaux solidaires et qui ne peuvent céder qu'en s'enfonçant tout d'une pièce dans le sol, ce qui est à peu près impossible. Lorsque la chaussée est entièrement liée et ne forme plus, pour ainsi dire, qu'une seule pierre, sa résistance à l'enfoncement n'a pas besoin d'être expliquée.

On peut se demander maintenant si, dans l'épaisseur à donner à la chaussée, il n'y a pas lieu de tenir compte de la nature des matériaux, de celle du sol, et de l'importance de la fréquentation.

Sans doute les matériaux de qualité médiocre s'usent plus vite que les bons, et, comme ils sont d'ailleurs ordinairement à meilleur marché, il n'y a pas en général beaucoup d'inconvénients à se donner, dans ce cas, un peu plus de garantie en augmentant l'épaisseur. Toutefois, si l'entretien est fait convenablement, si l'on a soin de maintenir la surface toujours unie, et de remplacer l'usure en temps opportun, on ne voit pas que la chaussée puisse courir aucun danger ; elle s'use un peu plus vite, il faut faire les emplois de matériaux à des époques plus rapprochées, ou les faire plus abondants, voilà tout.

Il en est de la nature du terrain comme de celle des matériaux ; elle importe peu dans un bon système d'entretien et en supposant que la chaussée ait été établie de manière à présenter une espèce de couverture imperméable. Du moment que le sol se trouve soustrait à l'action des roues et aux influences atmosphériques, sa bonne ou mauvaise qualité devient tout à fait indifférente. Sans doute on aurait beaucoup plus à craindre avec un mauvais terrain, si on laissait la chaussée se rouager et les ornières atteindre une certaine profondeur ; mais une route bien entretenue ne se rouage pas, et sa surface doit être toujours parfaitement unie, non-seulement sans ornières, mais sans la moindre apparence des plus légers frayés.

Enfin, une très-grande fréquentation use plus vite la chaussée qu'une fréquentation médiocre, mais ne la dégrade pas davantage dans un bon système d'entretien. Une fréquentation plus considérable produit le même effet que des matériaux de qualité inférieure ; il y a plus d'usure dans un temps donné ; mais, en remplaçant l'usure d'une manière continue, la chaussée ne se trouvera

jamais réduite à une épaisseur qui puisse donner des inquiétudes. Au reste, l'exemple cité plus haut de l'avenue des Champs-Élysées peut rassurer complétement à cet égard.

En résumé, la qualité inférieure des matériaux, la mauvaise nature du sol et l'importance de la fréquentation n'exigent pas impérieusement qu'on augmente l'épaisseur de la chaussée, si l'entretien est fait de telle sorte que l'usure soit remplacée d'une manière continue et que la surface reste constamment unie et saine. Or on sait très-bien qu'il existe un système d'entretien remplissant ces conditions; il ne s'agit que de l'appliquer.

Ainsi donc, avec un entretien convenablement fait, une épaisseur de $0^m,10$ peut être regardée comme suffisante, à la rigueur, en toute circonstance. Toutefois, c'est là une limite à laquelle nous ne recommanderons pas de se réduire dans tous les cas, sans aucun égard aux conditions plus ou moins défavorables dans lesquelles on agit. Il peut être prudent de porter souvent cette épaisseur à $0^m,15$, peut-être même un peu au delà, dans quelques cas exceptionnels; mais nous croyons que tout ce qui dépasserait $0^m,20$ doit être regardé comme complétement inutile.

L'extrême limite du système des chaussées minces consisterait à n'étendre sur le sol aucune couche régulière et à constituer graduellement la chaussée par des emplois partiels et par un travail analogue à celui de l'entretien. Ce mode, au moyen duquel on obtient très-vite et à peu de frais une viabilité suffisante, réussit parfaitement sur des terrains de bonne qualité et lorsque la fréquentation est faible. Toutefois, il suppose un personnel nombreux de cantonniers intelligents et exercés. C'est là ce qui fait la difficulté principale de son application.

Bombement. — On donnait aux anciennes chaussées un bombement excessif, présentant une inclinaison de $0^m,07$ à $0^m,08$, et quelquefois $0^m,10$ par mètre. En agissant ainsi, on avait principalement en vue de faciliter l'écoulement des eaux, et de se procurer par là plus de garantie pour la conservation de la chaussée. Mais en premier lieu, c'est l'uni de la surface, c'est-à-dire la beauté de la route, qui assure l'écoulement des eaux bien plutôt qu'un bombement exagéré. L'eau renfermée dans une ornière ne peut guère s'en échapper, quel que soit le bombement, pendant qu'elle s'écoulerait sans peine sur une surface unie, quoique très-faiblement inclinée. L'important est donc d'éviter la formation des ornières, et les bombements exagérés vont précisément contre le but qu'on se propose, car ils forcent les voitures de se placer constamment sur les mêmes traces pour se tenir en équilibre, ce qui provoque d'abord les frayés et bientôt des ornières de plus en plus profondes.

En second lieu, la considération de l'écoulement des eaux et de la conservation de la chaussée est loin d'être, à beaucoup près, la plus importante de celles dont on ait à tenir compte. Il faut songer avant tout à la commodité du roulage et à la sécurité du public pour qui les routes sont faites. Or, par suite de l'augmentation toujours croissante de la vitesse des voitures, une route trop bombée est non-seulement très-incommode, mais encore très-dangereuse pour la circulation. Les anciens bombements doivent donc être proscrits, et les nouveaux réduits à la moindre inclinaison possible.

Le bombement qui nous paraît le plus convenable est celui correspondant à une inclinaison de $0^m,03$ par mètre. Quoique faible, il est encore beaucoup plus que suffisant pour l'écoulement des eaux sur une route parfaitement entretenue, et il permet aux voitures de circuler sans le moindre embarras sur toute l'étendue

de la chaussée, ce qui a pour effet de rendre l'usure uniforme et de prévenir la formation des frayés et des ornières. Ce bombement est à peu près celui indiqué par Mac-Adam et en usage sur les meilleures routes anglaises. On peut l'augmenter un peu dans les parties horizontales et le réduire dans les parties en pente. La limite inférieure du bombement paraît devoir correspondre à l'inclinaison de $0^m,02$ par mètre, c'est-à-dire à celle sur laquelle la pesanteur fait équilibre au frottement sur des routes en parfait état.

Dans tout ce que nous venons de dire, nous avons eu en vue une chaussée arrivée à l'état normal. Mais lorsqu'il s'agit d'une chaussée neuve, si l'on veut avoir un bombement définitif de $0^m,03$ par mètre, il est besoin de se tenir un peu au-dessus au moment de la construction. En effet, dans ce premier moment, les accotements étant encore peu ou point praticables, les voitures se maintiennent de préférence vers le milieu de la chaussée et occasionnent ainsi un tassement inégal; le milieu s'use et se creuse pendant que le cailloutis, chassé vers les bords, ne tarde pas à y former des bourrelets. Sans doute on peut maintenir la régularité du profil par un travail d'entretien bien entendu ; mais il n'en est pas moins vrai que ce profil s'affaisse plus ou moins et que le bombement diminue. Pour compenser cet effet de tassement inégal, il convient de porter à environ $0^m,04$, lors de la construction de la chaussée, l'inclinaison de $0^m,03$ qu'on a en vue lorsque cette chaussée sera complétement liée. La surélévation à donner au bombement dépend, au reste, de la nature des matériaux et des soins portés à l'entretien. C'est une précaution qui deviendrait à peu près inutile si l'on ne voulait livrer au public qu'une chaussée parfaitement affermie et liée.

Forme. — La forme sur laquelle repose la surface inférieure de la chaussée peut être parallèle à la surface supérieure ou simplement horizontale. Cette dernière disposition nous paraît préférable à tous égards.

Comme la circulation a plus d'activité sur le milieu que sur les bords, il convient que la chaussée présente une épaisseur inégale et proportionnelle à la fatigue que supporte chaque point. Or c'est ce qui a lieu lorsque la forme est horizontale, puisque, par l'effet du bombement, cette épaisseur diminue d'une manière graduelle du milieu vers les bords. A la vérité une diminution trop rapide pourrait avoir quelques inconvénients pour les chaussées très-larges, en exagérant outre mesure l'épaisseur au milieu. Mais rien de semblable n'est à craindre avec des bombements de $0^m,03$. En effet, en supposant une chaussée de 10 mètres de largeur, et de $0^m,10$ d'épaisseur moyenne, on aurait $0^m,20$ au milieu, et $0^m,05$ sur les bords, et $0^m,10$ au droit des anciennes bordures, ce qui n'a rien que de très-convenable.

En outre, une forme horizontale se prête mieux à l'élargissement ultérieur de la chaussée qu'il ne faut jamais perdre de vue. Avec une forme bombée, il faudrait continuer la même épaisseur jusqu'au bord du fossé, ce qui est évidemment inutile, ou bien l'interrompre et changer de système à partir d'un point donné, ce qui semblerait gauche et sans motifs suffisants.

Ainsi donc, la forme sur laquelle repose la chaussée doit être réglée suivant un plan horizontal passant par les arêtes intérieures des fossés ou à très-peu de distance au-dessous. Si la chaussée n'occupe qu'une partie de la route, cette forme se trouvera nécessairement un peu encaissée; si au contraire toute la surface de la route est empierrée, comme cela a lieu en Angleterre, on voit qu'il ne pourra plus y avoir d'encaissement.

Ce que nous venons de dire pour les chaussées bombées s'applique également

aux chaussées à un seul revers, attendu qu'une chaussée de cette dernière espèce peut être considérée comme la moitié d'une chaussée bombée. »

Méthode de Polonceau. — En 1834, M. Polonceau, ingénieur des ponts et chaussées, frappé du vice de la méthode qui consistait à livrer au roulage un tas de cailloux et non une chaussée faite, voulut y remédier.

« La liaison des matériaux durs répandus à la surface d'une route est fort longue à s'opérer. Il faut que le tassement, produit par le passage des voitures, force les pierres à se rapprocher, et que les détritus qui proviennent de l'écrasement d'un certain nombre de fragments, achèvent de remplir les vides qui existent dans la masse. Alors, seulement, l'agrégation est complète et la chaussée devient compacte et unie. Mais ce résultat n'est obtenu qu'avec une grande fatigue pour le roulage et la destruction d'une certaine quantité de matériaux qui sont broyés par les roues. »

Le procédé de M. Polonceau a pour objet d'épargner à la fois la fatigue du roulage, l'usure du matériel et la consommation des matériaux. Il consiste dans les opérations suivantes : 1° affermir le fond de la forme par un rouleau ou cylindre de compression du poids de 6,000 kilogrammes environ ; 2° placer au-dessus une couche de matériaux tendres, puis un mélange de matériaux durs et de matériaux tendres, ceux-ci étant destinés à servir de ciment à ceux-là ; 3° réserver toutefois pour la couche supérieure un lit de pierres dures que l'on recouvrira des débris du cassage ; 4° soumettre à l'action du cylindre de compression chacune des couches de la chaussée, de manière à opérer en quelques heures le tassement et l'enchevêtrement des matériaux qu'on n'obtient souvent qu'au bout de plusieurs mois par le passage des voitures. La compression enfonce les pierres dures dans la gangue calcaire qui remplit tous les vides et rend immédiatement la chaussée ferme et roulante.

M. Polonceau proposait d'appliquer aussi son système à l'entretien, bien qu'il le considérât comme favorable surtout aux chaussées neuves.

Accueilli avec une certaine défiance, ce système très-rationnel s'est modifié peu à peu de manière à devenir pratique, et c'est le seul qu'il convienne d'employer aujourd'hui pour construire des chaussées importantes. On supprime le cylindrage préliminaire du fond de la forme, on remplit cette forme par un mélange de cailloux, de détritus de route et quelquefois de marne, et l'on fait passer sur la masse le rouleau compresseur, autant de fois qu'il est nécessaire pour comprimer la chaussée et la rendre telle qu'un caillou n'y pénètre plus, mais s'écrase sous le cylindre.

Ce procédé de construction est d'un usage général pour l'entretien des chaussées empierrées des grandes villes et des routes soumises à un fort roulage ; c'est là que nous nous réservons de l'étudier en détail.

DU CHOIX DES MATÉRIAUX DESTINÉS AUX EMPIERREMENTS

Dans la plupart des cas, les matériaux dont on se sert pour composer les empierrements dépendent de la constitution géologique du pays, car on prend ce que l'on a sous la main.

En France, les matériaux du genre granit ou porphyre, ne s'emploient guère que dans les grandes villes, vu leur prix de revient très-élevé ; en Angleterre,

l'emploi de ces cailloux durs semble plus général, au moins pour constituer la couche supérieure des chaussées.

Nous ne nous servons guère que de deux classes de matériaux : les silex et les calcaires. Les silex se tiennent bien par l'humidité, mais se désagrégent par la chaleur et donnent en été beaucoup de poussière; on les corrige par une légère addition de marne, destinée à leur donner du liant. Les calcaires ont l'inconvénient contraire; quelquefois ils sont gélifs et il faut les rejeter : ils donnent toujours beaucoup de boue, mais, comme ils sont hygrométriques et conservent longtemps l'humidité, ils se tiennent mieux en été que le silex; la matière d'agrégation qui leur convient le mieux est le sable siliceux.

Dès avant 1850, on avait reconnu que souvent il y avait avantage à aller chercher loin et à payer cher des matériaux durs, car, avec eux, l'usure était beaucoup moindre, l'entretien plus facile, la production de boue et de poussière considérablement diminuée. C'est pourquoi les Anglais employaient le granit de Guernesey pour leurs chaussées macadamisées. Ce granit reparaît sur les côtes de Normandie, et on pourrait y avoir recours.

Les quartzites que l'on recueille aux environs de Cherbourg sont d'une qualité supérieure encore, et M. Tostain en recommandait l'usage; de ses expériences il résulte qu'un emploi de 15 mètres cubes par kilomètre et par 100 colliers suffit pour équilibrer l'usure de la chaussée sur une route à pesant roulage.

Les divers matériaux ont été essayés sur les chaussées de Paris, lorsque, dans ces dernières années, on avait substitué, sur les voies les plus fréquentées, les empierrements au pavage.

M. Homberg, inspecteur général des ponts et chaussées, a publié à ce sujet les lignes suivantes dans une notice de 1865 sur les voies de Paris.

Choix des matériaux. — « Beaucoup d'essais ont été faits, depuis quelques années, sur les voies empierrées de Paris, pour reconnaître les matériaux d'entretien qui pourraient donner les résultats les meilleurs et les plus économiques.

Des matériaux de différentes natures et de diverses provenances ont été employés avec persévérance, sur des chaussées analogues pour la situation et la fréquentation, et l'usure a été observée avec soin.

Les silex pyromaques, les meulières de qualités diverses, les quartzites et pétrosilex de l'Orne, du Calvados, de la Sarthe, de la Mayenne, des Ardennes, de Maubeuge, etc..., les trapps des Vosges et les porphyres de Voutré, de Montsur et du Nivernais ont été successivement employés. Si d'autres matériaux n'ont pas été essayés, c'est que les échantillons présentés offraient une similitude parfaite avec ceux précités et qu'ils n'auraient pu, vu leurs lieux d'extraction éloignés, être livrés à des prix inférieurs.

Le silex pyromaque, surtout lorsque chaque pierre présente des traces de cassage, donne à Paris, sur les chaussées peu fréquentées par de lourdes voitures, des résultats très-économiques; car, sur ces voies, il résiste presque autant que la meulière et coûte moitié à peu près; aussi cherche-t-on à en étendre l'emploi.

La meulière est et sera probablement toujours la pierre la plus employée à l'entretien des voies de Paris. Lorsqu'elle est bien choisie, elle résiste parfaitement à l'usure; le voisinage de Paris et l'abondance de ses lieux d'extraction, rendent l'approvisionnement facile, mais le choix de cette pierre présente de grandes difficultés. Les meulières poreuses ou vitrifiées ne valent rien pour l'entretien des chaussées, et dans presque toutes les carrières de meulières, la pierre compacte et homogène ne se trouve que par veines entrecoupées de meu-

lières poreuses, friables ou trop calcaires; aussi a-t-on dû renoncer à se fournir dans les carrières les plus rapprochées de Paris, telles que Sèvres et Meudon. C'est sur le plateau de la Brie que se trouvent les meilleures carrières de meulières propres à nos chaussées; on peut prendre pour type les meulières compactes de Montgeron, Brunoy, les Bordes, etc..., encore se trouve-t-il, dans ces carrières, des bancs ou veines de meulières poreuses ou vitrifiées qu'il faut rejeter.

La meulière propre aux empierrements doit être blanche, compacte, faire peu d'effervescence avec l'acide chlorhydrique, et peser environ 1,600 kilogrammes le mètre cube.

Beaucoup de quartzites ont été essayés; plus ils sont recuits, sans être toutefois vitrifiés, plus ils sont convenables : ceux qui se rapprochent des grès durs des environs de Paris s'égrènent promptement et doivent être écartés. Les chaussées de Paris sont soumises à une telle fréquentation de voitures rapides, que toutes les pierres qui composent l'empierrement subissent constamment une légère trépidation, se frottent l'une l'autre et se réduisent mutuellement en sablon si elles ont tendance à s'égrener. Les quartzites de May (Calvados), qui sont cependant des grès à grain fin et serré, lorsqu'ils ne sont pas des bancs les plus recuits, éprouvent cet effet; des rechargements exécutés avec cette pierre ont paru résister parfaitement les premiers mois. Cependant, au bout de huit ou dix mois, on a trouvé une quantité considérable de sable, jusqu'au fond des chaussées, lorsqu'on les a tranchées, bien que l'on eût évité d'en mettre en faisant le rechargement.

Les quartzites employés qui ont donné les meilleurs résultats sont ceux de Montsur, Voutré et Maubeuge. $0^m,75$ à $0^m,80$ de ces pierres correspondaient à l'emploi de 1 mètre de très-bonne meulière. Les porphyres dont nous allons parler donnant des résultats supérieurs et ne revenant pas à Paris à un prix plus élevé, l'emploi des quartzites a été complétement abandonné ces dernières années.

Les basaltes, trapps et porphyres ayant éprouvé une fusion complète, sans aucune vitrification, ne s'égrènent pas comme les quartzites et ne se brisent pas comme les silex pyromaques ou le quartz hyalin. Toutefois les trapps et les basaltes sont souvent, dans les mêmes lieux d'extraction, de résistances très-diverses. Le trapp des Vosges, qui a été essayé à Paris (trapp de Raon) ne paraît être qu'un quartzite métamorphique ayant subi une recuite plus ou moins parfaite, et les diverses fournitures qui en ont été faites ont donné des résultats très-différents; il en a même été fourni de qualité si inférieure qu'on n'a pu l'admettre que par assimilation à la meulière. Les porphyres de Voutré, de Montsur et du Morvan sont plus homogènes et d'une résistance plus uniforme; aussi ont-ils donné plus constamment des résultats équivalents à ceux obtenus avec les meilleurs trapps de Raon. Les granits et les porphyres granitoïdes, tels que plusieurs de ceux du Nivernais, qui contiennent des cristaux de feldspath, ou de petites lames minces de mica, ne conviennent pas à beaucoup près autant; car ils ont moins d'homogénéité et une tendance à se décomposer à l'air et à l'humidité.

Jusqu'à ce jour, ce sont donc les porphyres de Voutré, de Montsur et du Morvan qui ont été préférés aux autres roches dont nous venons de parler, et qui n'ont pu être offertes au service qu'à un prix supérieur ou au moins égal. Ce prix est de 30 francs environ le mètre cube, et comme il résulte des essais faits jusqu'à présent qu'il faut de $0^{m3},70$ à $0^{m3},75$ de ces pierres pour obtenir les résultats

donnés par 1 mètre cube de bonne meulière, qui revient de 16 à 17 francs, l'emploi doit être limité aux chaussées des ponts et autres voies où les rechargements présentent le plus de gêne à la circulation, et où il convient de faire un sacrifice pour rendre ces rechargements moins fréquents.

Les mêmes natures de matériaux sont toujours employées sur les mêmes chaussées, toutes les voies ayant été classées, d'après le résultat de l'expérience, en trois catégories correspondantes aux trois natures de matériaux : silex, meulière et porphyre.

Comme nous l'avons dit, la meulière est toujours, dans la division centrale, la pierre la plus généralement employée ; ainsi le cube total de pierre cassée consommée par an étant de 70,000 mètres environ.

	Mètres cubes.
Le cube de meulière est de.	47,000
Celui de porphyre de.	16,000
Et enfin celui de silex de.	7,000

Le plus grand nombre des voies où le silex peut être employé avec avantage est passé dans le service des promenades et plantations.

D'après les marchés en cours d'exécution,

Le silex non cassé revient à. . . .	6f,15
Le silex cassé à.	8f,20
La meulière à.	10f,40
Le porphyre du Morvan à.	26f,13
Et celui de Voutré à.	29f,98

Préparation des matériaux. — Tous ceux qui se sont occupés des chaussées d'empierrement savent que les matériaux qu'on y emploie doivent être cassés régulièrement de manière à passer en tous sens dans un anneau de $0^m,06$ *au plus* de diamètre; mais tous n'attachent peut-être pas à cette condition une importance assez grande, et comme il est fort difficile d'obtenir cette régularité dans le cassage, on est porté à user de tolérance à cet égard. L'expérience de tous les jours, sur les chaussées de Paris, prouve que l'on ne peut mettre trop de soin à obtenir un cassage parfait des matériaux. L'uniformité de grosseur dans les pierres employées ensemble est indispensable pour obtenir des chaussées durables et résistantes. C'est à tort que l'on se figurait que les pierres étant de formes irrégulières, il pourrait être plus avantageux d'en avoir de plus petites pour remplir les interstices de plus grosses. Ces pierres irrégulières, de grosseurs à peu près uniformes, pilonnées ou roulées suffisamment, finissent par s'enchevêtrer l'une avec l'autre de manière à laisser très-peu de vide entre elles, et en recouvrant ensuite la surface de sable ou de détritus fortement arrosé et en pilonnant ou cylindrant de nouveau, ces vides se remplissent complétement. Alors, toutes les pierres offrant une résistance à peu près uniforme à l'écrasement, leur ensemble résiste beaucoup mieux que dans le mélange de matériaux de grosseur inégale; mélange dans lequel les petites pierres sont promptement écrasées sous la pression des plus grosses.

On doit donc faire tous ses efforts pour obtenir un cassage aussi uniforme que possible, et lorsque les matériaux fournis sont de grosseur inégale, il y a avantage à séparer les gros des plus petits par le triage, afin de les employer séparément, soit en différentes couches, sur une même chaussée, soit de préférence sur des chaussées différentes.

Ce que nous venons de dire sur l'utilité d'employer ensemble des pierres de grosseur uniforme, afin qu'elles opposent chacune une égale résistance, exclut d'un bon cassage les pierres longues qui ne présentent $0^m,05$ ou $0^m,06$ que sur une seule dimension et $0^m,02$ ou $0^m,03$ seulement sur les autres, ainsi que les pierres minces dites plaquettes qui ont $0^m,05$ à $0^m,06$ sur deux dimensions et à $0^m,02$ ou $0^m,03$ seulement d'épaisseur. Plusieurs carrières de meulières, celles de Piscoppe, par exemple, offrent des bancs feuilletés qui fournissent beaucoup de ces plaquettes. On doit exclure leurs produits des réceptions.

Les pierres composant la couche supérieure d'une chaussée d'empierrement résistent évidemment mieux à l'écrasement, lorsque les jantes des roues des voitures qui circulent sur cette chaussée portent toujours sur plusieurs pierres à la fois que lorsqu'elles ne portent que sur une seule. Il y a donc d'autant plus d'utilité à employer des pierres de petite dimension que les voitures circulant sur la chaussée où elles sont employées ont des jantes plus étroites. A Paris, les chaussées sont incessamment parcourues par des omnibus, des camions de messageries suspendus, et d'autres voitures lourdes et à marche rapide, dont les jantes n'ont que 5 à 8 centimètres de largeur; on ne doit donc y employer que les pierres pouvant passer en tous sens dans un anneau de $0^m,06$ de diamètre.

Les matériaux actuellement fournis dans les dépôts de la ville doivent tous remplir cette condition et ne doivent pas pouvoir passer dans un anneau de $0^m,02$. On tient sévèrement la main à l'observance de ces prescriptions; mais dans les fournitures de ces matériaux, il se trouve toujours une grande quantité de pierres dont les plus grandes dimensions sont $0^m,03$ ou $0^m,04$.

D'après ce qui précède, on voit qu'il sera avantageux de trier ces pierres dans les dépôts, de manière à séparer des pierres de $0^m,05$ à $0^m,06$ de grosseur de celles de $0^m,04$ à $0^m,03$. Pour cela on peut employer des trieuses mécaniques qui facilitent et abrégent le travail. Le service municipal a déjà fait l'essai de plusieurs de ces trieuses; celle qui a donné le meilleur résultat est la trieuse cylindrique employée au bois de Boulogne. »

De ce qui précède, il résulte que les pierres dures, même chères, conviennent parfaitement aux voies fréquentées par une circulation exceptionnelle. Des expériences nombreuses, comme celles de M. Tostain, de M. Buhot, etc..., ont montré que les cailloux calcaires, quelque bon marché qu'ils fussent, étaient toujours plus coûteux que des matériaux durs, car la consommation et la main-d'œuvre nécessaires pour maintenir avec les calcaires une bonne viabilité sont hors de proportion avec l'économie que l'on réalise sur le prix d'achat; il va sans dire que ces remarques s'appliquent à des routes importantes.

Lorsque, notamment, une chaussée est établie sur un sous-sol calcaire, il est indispensable de trouver un caillou siliceux, qui, bien employé, s'imprègne de calcaire et forme avec lui une sorte de béton favorable à la circulation. Dans certains départements, où l'on emploie encore des matériaux tendres, il y a donc lieu de procéder à des expériences pour reconnaître s'il ne serait pas avantageux de leur substituer des matériaux durs, plus coûteux et venant de plus loin.

DE LA RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX D'EMPIERREMENT

Les expériences directes sur la résistance des matériaux d'empierrement ne sont pas nombreuses, car, généralement, on se contente des résultats que l'em-

ploi démontre au premier coup d'œil. Mais il peut cependant y avoir quelque intérêt à rechercher le poids que peuvent porter, le choc auquel peuvent résister des pierres de diverses natures, mais de dimensions constantes.

Des essais ont été faits dans ce sens par MM. Boisvillette et Doyat, ingénieurs des ponts et chaussées.

M. Boisvillette écrasait les matériaux entre deux moutons en fer superposés, et il surchargeait plus ou moins celui d'en haut, de manière à obtenir la pression nécessaire. Il plaçait les cailloux soit directement sur le fer du mouton inférieur, soit sur une planche interposée, et, dans ce dernier cas, il considérait que les circonstances étaient à peu près les mêmes que pour des matériaux placés à la surface d'une bonne chaussée dure.

Voici les résultats de ces expériences :

DÉSIGNATION DES SUBSTANCES.	POIDS MOYEN (kilogr.)	PRESSIONS DÉTERMINANT (kilogrammes.) DES ÉCLATS		L'ÉCRASEMENT	
		SUR FER.	SUR BOIS.	SUR FER.	SUR BOIS.
Silex varié cassé à 0,06.	0.180	2320	4500	4730	6920
— cassé à 0,04.	0.137	2130	3590	3890	5540
Calcaire varié. Sec. . . . Cassé à 0,06.	0.167	1360	2000	2400	3740
Calcaire varié. Sec. . . . Cassé à 0,04.	0.126	1060	1520	2030	2090
Calcaire varié. Mouillé. . Cassé à 0,06.	0.186	1350	1650	2140	3380
Calcaire varié. Mouillé. . Cassé à 0,04.	0.140	1010	1210	1640	2550
Grès dur de la Sarthe, cassé à 0,06.	0.175	2500	3120	4750	6200
Ladèze (Eure-et-Loir), cassé à 0,06.	0.215	4090	5000	6150	8900
Quatre silex accolés, cassés à 0,06.	0.710	4680	8950	9680	12810
Quatre calcaires accolés, cassés à 0,06. . .	0.665	2980	4580	6620	8160

De ce tableau, on peut conclure que tout poids qui fend une pierre et en détache des éclats répond aux deux tiers environ du poids qui la broie. Le calcaire mouillé perd une partie notable de sa cohésion et s'écrase beaucoup plus facilement ; c'est encore une raison pour que les chaussées calcaires deviennent très-boueuses en hiver.

Les expériences faites sur l'écrasement par le choc ont montré que la charge limite augmentait avec la compressibilité de la surface, et cela se conçoit sans peine. Ainsi, sur les chaussées à fondation très dure, il faut bien se garder de laisser des cailloux isolés et non agrégés, car, pris entre l'enclume et le marteau ils ne tarderont pas à être broyés ; sur les chaussées un peu molles, l'inconvénient sera moindre et le caillou pourra s'enfoncer sans se briser.

On doit donc surveiller et hâter d'autant plus la prise des matériaux que la chaussée sur laquelle on les répand est plus dure.

Les pierres accolées et mises en ligne résistent à une charge respective moins forte que si elles étaient isolées ; ainsi quatre silex accolés ne résistent guère que comme deux. Ce résultat tient à la forme irrégulière des matériaux cassés ; la charge ne porte jamais sur les quatre pierres à la fois, et le plus souvent elle ne porte que sur deux.

Les expériences exécutées par M. Doyat ne portaient que sur les matériaux employés dans le Gard ; il fait remarquer que, dans les constructions maçonnées, on impose aux pierres des efforts ne dépassant pas le dixième de la charge de

rupture, mais que pour les chaussées il faut rester bien au-dessous de cette proportion ; car les pierres y employées sont cassées irrégulièrement, jetées au hasard, saturées d'eau et de plus soumises à des chocs.

Les nombres donnés plus haut ne peuvent être que des indications approchées, car, on conçoit bien que les cailloux isolés et les cailloux enchâssés dans une route se trouvent dans des conditions toutes différentes de résistance ; les mêmes matériaux résisteront du reste d'une manière inégale suivant leur mode d'agrégation. S'ils sont bien enchevêtrés et adhérents les uns aux autres, avec une faible quantité de détritus interposés, on devra les considérer comme solidement encastrés ; toute expansion latérale leur devient impossible, et l'on sait que, dans ces conditions, la résistance augmente singulièrement.

DU CASSAGE DES MATÉRIAUX D'EMPIERREMENT.

Le cassage des matériaux d'empierrement, dont on consomme annuellement des millions de mètres cubes, se fait encore partout à bras d'hommes. Il est temps qu'un pareil état de choses finisse, et que l'on substitue les machines à la force musculaire de l'homme, ainsi qu'on l'a fait pour toutes les manœuvres des chantiers de construction.

L'opération du cassage, telle qu'on la pratique aujourd'hui, n'est qu'une série de chocs continuels ; on perd une quantité énorme de travail par cette répétition de chocs multipliés, et ce travail est celui que l'on rétribue le plus chèrement, c'est le travail de l'homme.

Les ingénieurs anglais avaient conseillé de faire faire le cassage par des femmes ou des enfants assis et munis d'un marteau léger et à manche court. Cette méthode serait préférable au cassage par grands coups d'une masse à long manche maniée par un homme fort et debout. Mais elle n'est applicable que lorsque les matériaux sont déjà réduits à un volume qui ne dépasse guère le double de celui auquel il faut les réduire ; car, lorsqu'il s'agit de pierres brutes extraites des carrières, il est évident que le cassage par enfants est impraticable et qu'il faut bien d'abord employer la masse et se tenir debout. Dans ce cas, il faudrait donc un double cassage.

Du reste le cassage par marteaux courts et par des personnes assises, bien que véritablement préférable, rencontre, de la part des entrepreneurs et des casseurs eux-mêmes, des préjugés fort difficiles à vaincre, de sorte que le cassage à la masse longue et par des hommes forts, debout et constamment courbés sur leurs reins, est encore le moyen le plus généralement suivi.

A l'inconvénient le plus saillant de cette méthode qui est d'user en pure perte une grande quantité de force intelligente, il faut ajouter la difficulté d'obtenir un cassage bien fait, bien régulier, l'éparpillage des pierres cassées qu'il faut ensuite aller ramasser, la perte des détritus qui se trouvent épandus sur le sol sans pouvoir être recueillis, et aussi la facilité qu'ont les casseurs de frauder en négligeant le cassage du noyau du tas.

Malgré les observations précédentes, le cassage à bras d'hommes trouva pendant longtemps des partisans qui le jugeaient plus économique et meilleur que le cassage à la machine.

Aujourd'hui, la main-d'œuvre a augmenté dans une telle proportion, que la nécessité du cassage à la machine s'impose aux plus récalcitrants.

Aussi a-t-on vu paraître dans ces dernières années diverses machines à casser les pierres, dont nous allons donner la description.

Machines Spincer et Clermontel. — La machine Spincer et Clermontel usitée en Amérique et en Angleterre, a été décrite par M. l'inspecteur général Homberg dans son mémoire déjà cité sur les voies de Paris. Elle est mue par la vapeur, et sert à casser les roches très-résistantes qui fournissent la pierre dure nécessaire aux chaussées des grandes villes; le cassage de cette pierre dure, si on l'exécute à la main, est long, pénible et onéreux.

Cette machine est représentée par les figures 9 et 10 de la planche VII. L'arbre moteur reçoit l'impulsion d'une locomobile dont la courroie motrice s'enroule sur la poulie C; il porte deux volants régulateurs BB, qui sont destinés à servir de roues à la machine lorsqu'elle est renversée et à la transporter d'un endroit à l'autre.

Les matériaux à casser sont jetés à l'avant du bâti A entre deux mâchoires cannelées qui se rapprochent et s'éloignent alternativement l'une de l'autre. La mâchoire antérieure K (figure 10) est fixe, l'autre M est mobile et animée d'un mouvement de va-et-vient ; elles forment une trémie L qui va se rétrécissant vers le bas; les matériaux sont jetés à la pelle dans cette trémie et écrasés contre la mâchoire fixe par la mâchoire mobile M.

La grosseur des matériaux qui s'échappent à la base de la trémie dépend de l'amplitude du mouvement de M. La mâchoire M oscille autour de l'axe supérieur N; elle reçoit son mouvement oscillatoire des tiges J, lesquelles sont reliées d'un côté au coin R et de l'autre à une sorte de bielle G. La pièce F forme excentrique sur l'arbre moteur E ; et elle imprime à l'ensemble du système QRJM un mouvement de va-et-vient; l'écartement des deux mâchoires se règle au moyen du contre-coin Q que l'on élève ou que l'on abaisse par la vis P. On voit en O un ressort destiné à ramener en arrière la mâchoire M, lorsqu'elle a produit l'écrasement. Grâce à la disposition adoptée et à l'agencement des joints, on n'a pas à craindre de briser l'appareil lorsqu'une résistance accidentelle vient à se produire et arrête le mouvement de la mâchoire M.

Les produits du broyage, qui s'écoulent de la trémie, tombent à l'intérieur d'un cylindre tournant légèrement incliné; ce cylindre en tôle est percé à sa surface de trois séries de trous circulaires, dont le diamètre va croissant de haut en bas. C'est quelque chose d'analogue au crible cylindrique dont on se sert maintenant pour nettoyer le blé, et le ranger en catégories de diverses grosseurs. Les produits du broyage se séparent donc en trois classes qui tombent chacune dans des caisses séparées ; la première contient la poussière, la seconde les pierrailles ou gravier de 0,005 à 0,02 de grosseur, et la troisième contient les pierres cassées à la longueur voulue; les morceaux de dimensions trop fortes s'écoulent au bas du cylindre et on les fait passer une seconde fois dans le broyeur.

Cette machine, mise en mouvement par une locomobile de 6 à 8 chevaux, a été expérimentée par une commission spéciale nommée par le ministre.

Voici, d'après M. Homberg, les résultats des expériences:

La proportion du cube de la pierre cassée au cube avant cassage de la pierre brute, varie suivant la nature des matériaux et la forme des pierres, qui permet un emmétrage plus ou moins parfait, c'est-à-dire laissant plus ou moins de vide. Ainsi 1 mètre cube de pierre brute a produit:

Pour le porphyre.	0^m,723
Pour la meulière.	0^m,847
Pour le silex.	0^m,847
Pour de vieux pavés de porphyre.. . .	0^m,900

Les vieux pavés, à cause de leur forme rectangulaire, sont une exception, et l'on doit compter en général sur 0^m,780 de pierre cassée pour un mètre cube de pierre brute ; le cassage à la main a produit 0,880.

Le déchet a été plus considérable dans le cassage à la machine que dans celui à la main. En mettant de côté ce qui tient à l'emmétrage des pierres brutes, on a obtenu 3^m,86 de déchet (pierraille et poussière) pour 16^m,93 de pierre bien cassée, ou environ 1/5 de déchet, tandis que, dans le cassage à main d'homme, on n'a eu que 1^m,88 de déchet pour [illegible]^m,75, soit environ 1/6 ; mais il faut remarquer que, dans la machine, il y a moins de poussière et plus de pierraille que dans le cassage à la main. Or cette pierraille peut trouver un utile emploi dans la confection et l'entretien des chaussées.

Dans le cassage à la machine, on a obtenu 3^m,11 de pierraille pour 0,75 de poussière, c'est-à-dire 1/5 environ seulement de déchet en poussière, tandis que, dans le cassage à la main, cette poussière forme plus de 1/3 du déchet : ces proportions, d'ailleurs, entre ces deux natures de déchet varient d'une manière notable avec la nature des matériaux cassés.

Le résultat du cassage à la machine est moins bon que celui du cassage à la main, les fragments sont moins cubiques, et il s'en trouve un plus grand nombre en forme d'aiguilles ou de plaquettes ; mais cet inconvénient est compensé par une plus grande pureté des matériaux, qui sont débarrassés en grande partie du bouzin et parties terreuses qui recouvrent souvent les pierres brutes.

Quant aux résultats économiques de l'emploi de cette machine, voici comment on peut les établir :

Une machine complète, avec son trieur, etc., peut être évaluée pour prix d'acquisition à.	5000f,00
Une locomobile de la force de 5 à 6 chevaux, peut être évaluée pour prix d'acquisition à.	5000f,00
Soit.	10000f,00

Il faut compter pour intérêt et amortissement de cette somme.	1500f	3000f,00
L'entretien et les réparations de la machine peuvent s'évaluer à.	1500f	

Admettant pour l'année 300 jours de travail, on a donc de dépense générale par jour.	10f,00
Un chauffeur 5 francs, et un mécanicien 6 francs. . .	11f,00
5 manœuvres pour le service à 3f,50 l'un	17f,00
240 kilog. de charbon de terre à 5 fr. les 100 kilog. . .	12f,00
Total de dépense par jour.	50f,50

Le cassage de 20 mètres par jour, travail que peut faire cette machine, fait revenir le mètre cube à 2f.52 ; le cassage à la main est payé à nos entrepreneurs, déduction faite du rabais, 5f,05.

L'économie, en supposant une marche constante et régulière, serait de 50 p. 100 ; mais il faut reconnaître qu'en pratique on a bien rarement cette régularité et cette constance, sur un même lieu, du cassage de matériaux. L'économie indiquée théoriquement ci-dessus sera donc loin d'être réalisée dans la pratique, car il faudra prélever le bénéfice des inventeurs et couvrir les frais de transport, soit des pierres pour les amener à la machine, soit de la machine sur les divers lieux

du cassage, enfin supporter en pure perte les frais généraux lorsque la machine ne travaillera pas.

Machine Buette et Ce. — MM. Buette et Ce construisent une broyeuse analogue à la précédente, mais peut-être un peu plus simple. Elle est représentée par la figure 3 de la planche VIII.

On voit en J la mâchoire fixe qui est formée d'une plaque en acier fondu à cannelures verticales ; en face est la mâchoire mobile G formée aussi d'une plaque cannelée en acier fondu portée par une monture en fonte. Les matériaux sont amenés dans la trémie et sont broyés entre les deux mâchoires ; ils s'écoulent à la partie inférieure de la trémie en D. L'écartement variable des mâchoires, dont dépend la grosseur du produit, est obtenu au moyen d'une plaque K en fonte d'épaisseur variable, interposée entre la mâchoire fixe et la partie antérieure du bâti A.

L'arbre moteur B, mis en mouvement par une locomobile, est muni de deux volants, il est excentré entre ses deux tourillons et porte un doigt F qui, à chaque tour, vient pousser en avant la mâchoire mobile ; celle-ci est ramenée en arrière par le ressort H.

Cette machine peut casser des blocs de 0^{m},20 sur 0^{m},40 à toute grosseur, depuis 1 décimètre cube jusqu'à un centimètre cube. Elle peut débiter de 60 à 150 mètres cubes suivant la matière, et faire 80 mètres cubes environ de ballast ou de macadam.

Son poids est d'environ 3,500 kilogrammmes, son prix de 3,800 francs et la force nécessaire pour la faire fonctionner est de 8 chevaux. Les mâchoires en acier fondu durent environ trois mois et peuvent être remplacées avec facilité.

Machine Delporte. — M. Delporte, constructeur de la Sarthe, a construit une machine à casser les pierres, sur laquelle les ingénieurs de ce département ont émis un avis favorable.

Elle se compose d'un cadre rectangulaire horizontal qui supporte deux cylindres de 0^{m},75 de diamètre ; ces cylindres, distants de 0,06 l'un de l'autre, tournent en sens contraire, avec une vitesse égale, car leurs arbres sont réunis par deux pignons égaux comme dans les laminoirs. Leur surface est garnie de dents ou ardillons en acier fondu, dont la tête est taillée en pointes de diamant ; les rangées de dents de l'un des cylindres passent entre les rangées de dents de l'autre cylindre.

Les pierres sont jetées dans une trémie placée au-dessus des deux cylindres ; elles sont au préalable réduites aux dimensions de 0,12 à 0,15 ; elles se trouvent broyées par les dents en acier et réduites à la dimension ordinaire.

L'appareil coûte 4,000 francs et exige une locomobile de 8 chevaux. Il broie 1 mètre cube de marbre bleu en 16 minutes, 1 mètre cube de grès dur de la Louichère dans le même temps, 1 mètre cube de grès très-dur en 21 minutes, 1 mètre cube de porphyre de Voutré en 23 minutes.

Le cassage à la machine revient à plus de moitié moins que le cassage à la main.

Machine Archer. — Une autre machine, inventée par M. Archer, est représentée par la figure 4 de la planche VIII. C'est une mâchoire à deux branches qui oscille autour d'un axe fixe, et qui est montée à une extrémité sur la manivelle d'un arbre moteur. Elle prend donc un mouvement oscillatoire ; elle correspond à un cylindre fixe armé de dents aciérées, et chacune de ses branches se rapproche et s'éloigne alternativement de ce cylindre. Les pierres sont jetées à la pelle au-dessus du cylindre, elles descendent entre les mâchoires

et lui et se trouvent broyées dans le trajet. On les recueille sous le cylindre.

Toutes ces machines que nous venons de décrire conviennent aussi bien au broyage des minerais, des os, des briques dont on veut faire de la pouzzolane, etc...

Considérations générales. — Malgré les avantages réels qu'elles présentent, les machines à casser les pierres ne sont pas encore passées dans la pratique en France.

La cause en est, croyons-nous, à la multiplicité de nos entreprises d'entretien: on s'attache à multiplier les lots, afin de trouver facilement des entrepreneurs parmi les gens des campagnes; ceux-ci n'organisent aucun chantier sérieux, ils achètent çà et là leur caillou par petites quantités, et souvent font eux-mêmes la plus grande partie de la besogne.

Dans ces conditions, une machine leur serait plus onéreuse qu'utile; car, pour être économique, il faut qu'elle fonctionne une grande partie de l'année, c'est-à-dire qu'on lui demande un débit considérable de matériaux.

Mais il est certain que les broyeuses devraient être employées plus souvent par les grands entrepreneurs, et voici, suivant nous, comment ils devraient opérer.

Attaquer les carrières à caillou sur une certaine hauteur comme on le fait pour les ballastières, jeter le mélange de grosses et de petites pierres dans des wagonnets, conduire ces wagonnets jusqu'aux machines installées à poste fixe, s'arranger pour faire basculer les wagonnets sur la trémie des broyeurs, recueillir le produit du broyage dans des cylindres cribleurs, placer au-dessous de ces cylindres d'autres wagonnets qui mèneront les pièces cassées au lieu de chargement définitif, et viendront se renverser au-dessus des véhicules destinés à transporter les matériaux à pied d'œuvre.

Des carrières puissantes, placées à proximité d'un chemin de fer ou d'une voie navigable, et exploitées de la sorte devraient fournir d'excellents résultats économiques.

COMPOSITION DE L'INTÉRIEUR DES CHAUSSÉES EMPIERRÉES.

En discutant les principes de Mac-Adam, nous avons montré qu'il était illogique de composer une chaussée avec des cailloux seuls sans matière d'agrégation, car cette matière d'agrégation se formait ultérieurement aux dépens du roulage et des matériaux dont une notable partie se trouvait broyée.

En effet, une chaussée empierrée se compose non-seulement de gros caillou, mais encore de gravier et de poussière. Sans doute, la chaussée est d'autant plus solide et plus dure que la proportion de gros caillou est plus grande; mais l'absence de gravier et de poussière ne pourrait s'obtenir qu'avec des formes géométriques susceptibles de se juxtaposer, tandis que les cailloux sont anguleux et présentent les contours les plus divers.

M. Berthauld Ducreux est le premier qui semble s'être occupé de la composition de l'intérieur des chaussées.

Quand on mesure 1 mètre cube de pierres cassées et qu'après l'avoir débarrassé à la claie du gravier et du sable terreux produits par le cassage et amenés par les vents on le met dans un vase imperméable pour calculer ses vides en

les remplissant d'eau, on reconnait constamment, à de petites variations près, qu'ils sont de 0^{m},46 et les pleins de 0^{m},54; que, par conséquent, 1 mètre cube de pierres cassées ne représente que 0^{m},54 de pierres.

Ce mètre, mis en œuvre par couches suffisamment épaisses, diminue considérablement de volume; le roulage brise une partie des pierres, les agence et les enchevêtre peu à peu et rend plus faible la masse des vides tout en augmentant leur nombre. Quand l'agencement est achevé et que l'usure a complété le remplissage, le mètre de pierres est réduit moyennement à 0^{m},71.

Quelle est la proportion des matériaux de diverses grosseurs qu'on trouve alors dans la chaussée?

M. Berthault-Ducreux faisait une tranchée d'un volume donné dans une chaussée, il égrenait le massif enlevé et le faisait passer successivement sur deux claies, l'une à mailles de 0,02, et l'autre à mailles de 0,01; ce qui ne passait pas à la première claie était compté comme pierre, ce qui ne passait pas à la seconde claie était compté comme gros gravier; quant à ce qui avait passé dans les deux claies, c'étaient les détritus que l'on peut encore classer au moyen d'un crible en gravier et sable ou poussière.

Ce qu'il importe surtout de distinger, c'est le rapport entre la somme de la pierre et du gravier et la somme des détritus.

D'après M. l'ingénieur Monnet, si l'on examine le tableau des sondages opérés dans la chaussée d'une route, sur une grande longueur, on trouve que, pour les mêmes matériaux, le rapport entre le volume des détritus et celui de la pierre est essentiellement variable d'un point à l'autre. Mais, si l'on groupe les résultats relatifs aux sondages des parties de la chaussée qui se comportent d'une manière analogue sous l'action du roulage et des intempéries, on reconnait que les proportions des détritus, dans ces parties de chaussée, sont comprises entre des limites assez rapprochées. Ainsi, les bonnes chaussées renferment de 0^{m},35 à 0^{m},45 de détritus pour 1 mètre cube de pierre, soit environ $\frac{1}{3}$ de détritus. Si la proportion des détritus atteint ou dépasse 0^{m},50, la chaussée devient médiocre, suivant M. Monnet, mais cela doit dépendre de la nature des matériaux. Si elle atteint ou dépasse 0^{m},75, la chaussée devient mauvaise.

La conclusion des remarques qui précèdent est qu'une bonne chaussée renferme bien toujours $\frac{1}{4}$ à $\frac{1}{3}$ de détritus, et souvent plus; il n'y a donc aucun danger à courir, lorsque l'on mélange au caillou le tiers de son volume de matière d'agrégation, laquelle matière doit être calcaire si le caillou est siliceux, et, inversement, siliceuse si le caillou est calcaire. Quelquefois même, notamment à Paris où l'on combine le cylindrage et l'arrosage, on met plus qu'il n'en faut de matière d'agrégation, puis on fait suer la chaussée sous le rouleau, et on la purge ainsi de l'excès des détritus qui vient en boue à la surface.

2e CLASSE. — CHAUSSÉES PAVÉES.

Les chaussées pavées sont formées par des pierres, de forme régulière, généralement prismatique, plus ou moins voisines du cube, accolées les unes aux autres et reposant sur une fondation incompressible ou peu compressible, telle que le sable.

Les pavés sont de nature variable; ceux que l'on rencontre le plus souvent en France sont en grès; en Angleterre, on se sert beaucoup de granit. Le pavage

en bois ne se rencontre qu'exceptionnellement; ce n'est qu'en Amérique qu'on le trouve employé sur une certaine échelle.

Bombement des chaussées pavées et profil en travers. — Les chaussées pavées bien faites sont plus favorables que les chaussées empierrées à l'écoulement des eaux; on peut donc leur donner un bombement moindre. Il ne doit pas être supérieur à $\frac{1}{40}$, et on peut facilement l'abaisser à $\frac{1}{50}$, à $\frac{1}{60}$, et même à $\frac{1}{100}$ dans les grandes villes.

Le profil en travers se compose généralement d'un arc de cercle, c'est ce qu'il y a de plus commode à obtenir au moyen d'un simple cercle en bois; mais ce profil a des inconvénients; dans les villes, la pente n'est pas assez forte le long des trottoirs, et le ruisseau s'étend trop loin au delà des bordures, il convient alors de composer le profil avec plusieurs arcs de cercle qui se raccordent et dont le rayon va en diminuant de l'axe de la chaussée à la bordure; au contraire, en plaine, lorsque le pavage est bordé par des accotements en terre, l'arc de cercle a une pente trop forte sur les bords et les roues des voitures tendent à tomber sur l'accotement; il convient alors d'adopter pour profil un arc de parabole ou de chaînette.

En plaine, les chaussées ne sont généralement pavées que sur une zone centrale qui supporte seule presque tout l'effort de la grosse circulation, et qui est encadrée entre deux accotements empierrés ou à l'état de sol naturel; les accotements empierrés sont en général très-appréciés pour les voitures légères.

Dans les traverses, il ne faut pas conserver les accotements qui sont toujours sales et boueux; il faut limiter la chaussée à deux trottoirs ou paver sur toute la largeur. Aujourd'hui, les trottoirs sont considérés comme indispensables, et la tendance est d'arriver à constituer sur toutes les routes, même en rase campagne, au moins un trottoir formé d'une bordure en vieux pavés soutenant un remblai en gravier.

En ce qui touche le profil en long, il faut toujours avoir en vue l'écoulement facile et rapide des eaux; autant que possible donc, ne point adopter de paliers, mais une série de pentes et de contre-pentes pour mener les eaux à des points convenablement choisis. Dans le cas où l'axe de la chaussée est forcément horizontal, on peut néanmoins donner aux ruisseaux latéraux une pente faible de $0^m,002$ à $0^m,005$ suffisante pour l'écoulement. Dans les villes, cette disposition est indispensable pour l'évacuation des eaux qui s'échappent des bornes-fontaines.

Dimensions des pavés. — Les Romains, nos premiers maîtres dans l'art des constructions, formaient quelquefois leurs chaussées de larges pierres, de 1 mètre carré au moins, taillées à la règle et à l'équerre et posées comme le dallage de nos édifices; la célèbre voie Appienne, la première qu'ils aient pavée, a été construite ainsi; les rues des principales villes d'Italie sont encore aujourd'hui pavées de larges dalles de laves ou autres pierres dures juxtaposées. Au contraire, les rues de beaucoup de villes de France, notamment dans le Midi, sont pavées avec de petites pierres ou cailloux roulés. Le premier pavage de Paris, fait par Philippe-Auguste, paraît avoir été lui-même construit ainsi; et, au seizième siècle, on voyait encore quelques parties de cet ancien pavage aux abords de la grève et du pont Notre-Dame.

Ces deux systèmes opposés de pavage présentent l'un et l'autre des inconvénients qui les ont fait abandonner partout où cela a été possible, et on est généralement d'accord aujourd'hui que les bons pavages doivent être composés de pierres de moyenne grosseur. Les pierres trop petites présentent de grandes dif-

ficultés pour être bien mises en œuvre et n'ont pas toujours la résistance désirable; les pierres de grandes dimensions, comme celles adoptées par les Romains, ne pouvant avoir une épaisseur proportionnelle à leur surface, sont exposées à se rompre ou à basculer sous les fortes charges, et ont en outre l'inconvénient de devenir très-glissantes sous les pieds des chevaux, ce qui oblige en Italie à y tailler souvent des lignes creuses transversales à la voie.

Aujourd'hui, on n'emploie plus guère que des pavés parallélipipédiques dont la tête est un rectangle ou un carré; dans ce dernier cas, le pavé est généralement cubique. Autrefois, on tolérait la forme d'un tronc de pyramide quadrangulaire, c'est-à-dire un démaigrissement progressif de la tête à la queue du pavé; ce démaigrissement n'est plus admis, car on a l'habitude de retailler les pavés et de les retourner pour en prolonger la durée.

La question se réduit donc à la forme qu'il convient d'adopter en tête. Les pavés en grès ordinaire sont des cubes dont les côtés varient de $0^m,16$ à $0^m,20$; on a la tendance dans les villes, notamment pour les pavés en pierres dures, à réduire les dimensions précédentes et à descendre pour le côté du cube à $0^m,12$ et à $0^m,10$. C'est ce qu'on a fait notamment pour les pavés en granit et en porphyre dont on s'est servi à Paris dans ces dernières années. Lorsqu'on se sert ainsi de petits pavés en pierres dures, il ne faut point chercher à réduire les joints; il faut au contraire les tenir assez larges pour qu'ils puissent arrêter le sabot des chevaux. Si ces petits pavés favorisent le roulage et adoucissent les cahots, ils ont l'inconvénient de se polir très-vite, de devenir glissants par l'humidité et même par le grand soleil, et les accidents de voitures s'y sont tellement multipliés, notamment sur le porphyre, que la ville de Paris a dû récemment renoncer à cette pierre dure.

Les pavés oblongs jouissent d'une certaine faveur auprès de quelques ingénieurs; avec ces pavés d'une moindre longueur dans le sens longitudinal de la chaussée, on obtient un roulage infiniment plus doux et une certaine diminution de tirage, ainsi que l'ont constaté les expériences du général Morin. Une dimension qu'on rencontrait souvent pour ces pavés oblongs était de $0^m,12$ à $0^m,16$ sur $0^m,24$; on a même été jusqu'à $0^m,15$ sur $0^m,30$, mais ces dimensions sont excessives et se prêtent mal à une bonne assiette du pavage. Mieux vaut s'en tenir au pavé oblong de petites dimensions. Quant à la longueur de queue, elle doit toujours être égale au moins à la plus petite dimension du rectangle de tête, et encore cette proportion serait-elle insuffisante si le pavé était très-oblong.

Ce qu'on doit exiger surtout, c'est que la tête du pavé soit parfaitement plane; c'est une condition indispensable pour un bon roulage; du reste, la tête du pavé s'arrondit peu à peu par l'usure plus rapide des arêtes, la chaussée devient cahotante, et il faut relever le pavage; on retourne alors les pavés, en ayant cependant soin d'aplanir la vieille tête afin que le pavé retourné n'oscille pas dans son alvéole.

Les joints d'un pavage doivent toujours se découper dans le sens longitudinal, sans quoi il existerait des rainures longitudinales sur la chaussée; les roues suivraient ces rainures et ne tarderaient point à déterminer la formation d'ornières profondes; au contraire, les joints sont continus dans le sens transversal, il n'y a à cela aucun inconvénient, et c'est beaucoup plus commode de construction, car on pose les pavés par rangées ou ranges.

Avec la découpure des joints, on serait forcé de terminer les ranges de deux en deux par un demi-pavé; ce serait un grave inconvénient de placer ainsi une

petite pierre en bordure précisément à l'endroit où les dislocations sont le plus à craindre. Aussi emploie-t-on, au lieu de demi-pavés, de grosses pierres occupant la place d'un pavé et demi, et portant le nom de boutisses. Dans toutes les carrières on fabrique des boutisses assorties avec les pavés.

Quelquefois même, on encadre le pavage entre deux files de grosses pierres, occupant la largeur de deux ranges (fig. 1 de la planche VIII), et se découpant de l'une à l'autre; ces grosses pierres ou bordures avaient pour effet, pensait-on autrefois, de s'opposer aux poussées latérales qu'exerce la chaussée appareillée en forme de voûte. Cette assimilation n'est pas soutenable; une chaussée pavée n'exerce pas plus de poussée qu'une voûte en maçonnerie qui repose sur son cintre. Ce n'est donc point pour s'opposer à la poussée qu'il convient d'encadrer le pavage dans des pierres de plus fortes dimensions, c'est surtout pour s'opposer au déversement du pavage dans l'accotement. L'usage des grosses bordures n'a donc pas prévalu, et on se contente de boutisses ayant la largeur d'une jante et la longueur d'un pavé et demi. Quelquefois (fig. 1), on a eu recours à des boutisses égales alternativement à deux fois et à une fois et demie un pavé; mais c'est inutile.

Aujourd'hui, lorsqu'on a à construire une chaussée pavée neuve, il faut l'encadrer entre deux trottoirs, et alors on peut terminer les ranges soit par des boutisses, soit même par des demi-pavés.

Croisement de deux voies. — Lorsque deux voies, dont une au moins est pavée, se croisent et forment carrefour à angle droit, il n'est plus possible de disposer les pavés par ranges perpendiculaires à l'axe longitudinal d'une des routes, car ces ranges seraient alors dans la direction de l'axe longitudinal de l'autre route, et les voitures pourraient suivre des joints continus.

Il convient, dans ce cas, de placer les ranges de pavés parallèlement à la diagonale du quadrilatère commun aux deux routes; grâce à cette disposition, une voiture qui suit une des routes ou qui passe de l'une à l'autre ne rencontre jamais un joint continu. On avait craint jadis que les chevaux ne prissent pas bien pied sur des chaussées ainsi combinées, mais l'expérience a démontré l'inanité de cette crainte, et la disposition que nous venons de décrire, représentée par la figure 1 de la planche VIII, doit toujours être adoptée.

Sable employé pour la fondation et pour les joints. — Nous avons indiqué à la page 105 de notre traité de l'*Exécution des travaux* les expériences faites sur le sable, et sur la propriété caractéristique qu'il présente d'être incompressible et de répartir parfaitement les pressions.

Le meilleur sable est celui qui est moyennement fin, non terreux, homogène dans sa grosseur; c'est lui qui éprouve le moins de tassement, et dont le talus d'éboulement varie le moins. Quand on l'emploie pour remplir une forme préparée, s'il est humide, on le pilonne fortement pour le faire pénétrer dans toutes les anfractuosités; s'il est sec, il épouse de lui-même la forme de la cavité dans laquelle on le verse, mais il n'est pas absolument incompressible, et il convient toujours de l'employer par couches successives que l'on arrose et que l'on pilonne.

Donc, lorsqu'un pavage doit être établi sur un sol résistant, on ne peut l'établir directement sur ce sol si l'on veut obtenir une surface régulière; il faut le poser sur une couche de sable dont on peut réduire l'épaisseur à $0^{m},04$ ou $0^{m},05$. D'un autre côté, les faces des pavés ne pouvant être parfaitement unies, il faut encore interposer du sable entre les faces des pavés adjacents, afin que cette matière incompressible et mobile remplisse sans cesse toutes les anfractuosités

du pavé et s'oppose aux dislocations qui ne manqueraient pas de se produire sous l'influence des trépidations continuelles produites par le passage des voitures.

Mais il est bien rare que l'on dispose d'un sol parfaitement résistant et insensible aux influences atmosphériques. Tantôt le sol n'offre en aucun temps la résistance suffisante pour ne pas enfoncer sous la charge que lui transmet le pavé; tantôt la pluie, pénétrant sous le pavé à l'aide des joints, amollit le sol et détruit sa résistance; tantôt enfin, cette eau se congèle entre le pavé et le sol et soulève le premier; dans ce cas, et lors du dégel, l'action des roues tassant un pavé sans tasser en même temps celui qui le touche, ne tarde pas à créer des ornières.

C'est pourquoi il est presque toujours nécessaire d'asseoir le pavage sur une couche ou forme de bon sable de $0^m,15$ à $0^m,25$ d'épaisseur; c'est une sorte de fondation dont l'expérience a depuis longtemps fait reconnaître l'absolue nécessité. Le sable doit être incompressible, et pour cela employé humide et pilonné; il doit être absolument pur afin que l'eau qui arrive jusqu'à lui ne le transforme pas en boue qui refluerait dans les joints; si le sous-sol est imperméable, la couche de sable doit être assez épaisse pour que l'eau qui la traverse et vient s'accumuler au fond de la cuvette ne soit pas exposée à geler, car en se solidifiant elle soulèverait la chaussée tout entière.

Pavages maçonnés. — « Dans les endroits où le pavé reçoit le choc des eaux qui rejaillissent et coulent à sa surface après l'avoir frappée, le sable des joints est entraîné. Aussi en est-on venu à solidifier le sable par une addition de chaux, c'est-à-dire à remplir les joints en mortier. Ce mode réussit parfaitement dans les endroits où le pavé supporte peu ou point de roulage; mais l'adhérence du mortier au grès est assez faible pour qu'ailleurs elle soit détruite par les trépidations continuelles qu'éprouve la chaussée; alors, cette matière solide qui ne peut suivre le pavé comme le fait le sable, ne donne plus qu'un feuillet très-mince intercalé entre deux grès, et qui laisse passer les eaux. Aussi a-t-on dû renoncer à l'emploi du mortier dans les endroits très-fréquentés, tout en continuant à en faire usage dans les cours, sur les trottoirs, dans les ruisseaux, etc...

C'est surtout dans les ruisseaux que le mortier est indispensable; là, en effet, les eaux, presque toujours abondantes et sales, traversent le sable des joints, y déposent leurs impuretés et le changent rapidement en boue.

Les qualités essentielles de la matière à employer dans les joints sont la mobilité et l'incompressibilité; la pureté du sable est donc une condition de rigueur, car l'adjonction d'une très-petite quantité de terre suffit pour lui communiquer une partie de sa compressibilité et de sa cohésion.

Les roues qui tombent dans un joint longitudinal ou coupent un joint transversal éprouvent un choc qui détruit une partie de la force et fatigue les chevaux ainsi que les ressorts; il est donc important que les joints soient de la moindre largeur possible; par suite, nécessité de n'employer que des sables dont les grains ne dépassent pas $0^m,005$.

Si la mobilité du sable est désirable, il faut cependant qu'elle ne soit pas trop grande; car, dans ce cas, et lors des fortes sécheresses qui portent la mobilité à son plus haut degré, le sable descendrait peu à peu des joints sous le pavé, le soulèverait et le ferait sortir de la chaussée. Les grains un peu gros et surtout inégaux détruisant en partie cette mobilité, et en outre rendant le sable moins propre à tourner en boue, le sable de rivière, passé au tamis de manière à ce que ses plus gros grains ne dépassent pas $0^m,005$, doit être préféré.

En ce qui touche la forme, les considérations précédentes qui exigent l'emploi d'un sable assez fin dans les joints n'existent plus; mais il ne faudrait pas que la forme contînt des cailloux qui, venant à se rencontrer immédiatement sous la queue du pavé, formeraient des points fixes autour desquels le pavé pivoterait lorsque la charge passerait à côté.

On a quelquefois, même dans la fondation, substitué le mortier au sable, quelquefois une maçonnerie; l'on s'est quelquefois contenté de l'arroser d'un lait de chaux; cela est nécessaire lorsque l'eau, comme celle des ruisseaux, est tellement chargée d'impuretés qu'elle transformerait promptement le sable en boue. Dans plusieurs endroits, lorsque le sous-sol était argileux, l'on a formé avec avantage un premier pavage en pavés de rebut sur lequel on établissait la forme du pavage ordinaire. Dans le Nord, on remplace le pavage inférieur par une couche de marne ou de briques ayant $0^m,15$ à $0^m,20$ d'épaisseur. » (Extraits d'un mémoire de MM. les ingénieurs Homberg et L'Éveillé.)

Construction d'une chaussée pavée. — La première opération à faire est de creuser dans le sol l'encaissement de la chaussée; généralement, on donne au fond un profil parallèle à celui de la chaussée. Quelquefois, cependant, lorsqu'on se trouve dans un terrain trop humide, on adopte un fond concave; les eaux d'infiltration se réunissent au milieu, et rencontrent, à chaque changement de pente du profil en long ou plus fréquemment si c'est nécessaire, des pierrées transversales faisant offices de drains, et conduisant aux fossés l'eau qui arrive jusqu'à la surface du sous-sol imperméable.

Il est rare qu'on ait besoin de recourir à ces moyens spéciaux de consolidation, sur lesquels nous aurons lieu de revenir ultérieurement; nous supposerons donc le fond de la forme réglé parallèlement à la surface de la chaussée future.

La forme préparée, il faut y déposer la couche de sable de hauteur voulue; presque toujours, on met ce sable dans la forme d'un seul bloc; on en régale la surface, en la laissant toujours à un niveau un peu trop haut, puis le paveur vient placer ses pavés là-dessus en leur faisant un petit trou dans le sable, et il garnit les joints avec le sable enlevé de ce trou.

Cette pratique est vicieuse, puisqu'elle est loin de donner une fondation incompressible. Il convient de remplir la forme au moyen de couches successives de sable de $0^m,10$ d'épaisseur que l'on arrose et que l'on pilonne fortement avant de leur superposer le pavage. Le pilonnage doit se faire avec une hie ou demoiselle de 15 à 20 kilogrammes.

Le tassement opéré à l'aide du damage et de l'arrosage à grande eau réduit à $0^m,08$ une épaisseur de $0^m,12$ en sable fin ou sablon versé dans la forme; autrement dit 3 mètres cubes mesurés sur l'accotement ne remplissent que 2 mètres cubes de la forme. Un manœuvre tasse dans sa journée, avec la hie précitée, trois couches de 36 mètres carrés chacune, soit un cube de 9 mètres environ après tassement.

Le mètre carré de la forme tassée à trois couches absorbe 40 litres d'eau; l'absence de l'eau rend le tassement moins complet.

Les résultats précédents montrent tout l'intérêt qui s'attache au damage et à l'arrosage de la fondation en sable.

Malheureusement, ces précautions, quoique relativement peu coûteuses, sont trop souvent négligées, et, comme nous l'avons dit, on se contente de verser tout d'un coup le sable dans la forme et de le régler à la hauteur voulue.

Souvent, on n'a pas du sable assez pur pour se permettre de l'arroser, car on

le ferait prendre en boue et il s'attacherait aux pilons ; mais, ce qu'on peut toujours faire, c'est la compression soit au moyen de lourds pilons, soit au moyen de petits rouleaux spéciaux, en ayant soin d'étendre le sable par couches successives de $0^m,08$ à $0^m,10$ d'épaisseur.

La nécessité de cette compression préalable de la fondation saute aux yeux ; elle a toujours été reconnue, à ce point que jadis, dans certains départements, on demandait au roulage lui-même de la faire et voici comment : on établissait le pavage sur du sable ordinaire, et on le livrait à la circulation, puis on le démontait pour le refaire avec soin au bout d'une année, lorsque la compression s'était produite.

N'est-il point préférable d'abandonner cette méthode compliquée pour recourir à la seule méthode rationnelle : la compression préalable, combinée avec l'arrosage lorsque la chose est possible?

La forme de sable bien établie, on place dessus les rangées successives de pavés; à cet effet, le paveur se sert du marteau spécial représenté par la figure 2 de la planche VIII, lequel marteau porte d'un côté une tête ordinaire pour frapper, et de l'autre côté une sorte de pioche en forme de cœur pour fouiller le sable et pour en prendre la quantité nécessaire au garnissage des joints.

La surface du sable de fondation est légèrement refouillée pour y enchâsser la queue du pavé, que l'on affermit ensuite par quelques coups de marteau en le plaçant bien d'aplomb ; on garnit les joints avec du sable, et on a soin de frapper le pavé sur ses faces latérales pour le rapprocher le plus possible de ses voisins.

Si le paveur a bien soin de bourrer avec du bon sable les joints de tous les pavés qu'il pose, ceux-ci se trouvent suffisamment garnis ; mais il n'y a plus guère de paveurs consciencieux, et l'on est forcé d'ordonner le fichage des joints. Le fichage des joints se fait en y refoulant du sable avec une lame de fer portée par un manche de bois, laquelle lame peut être garnie de dentelures comme la fiche dont on se sert pour pousser le mortier dans les joints des maçonneries.

Souvent, pour être bien sûr que le sable sera entraîné jusqu'au fond des joints, on procède à un lavage à grande eau ; l'eau pénètre entre les joints et y entraîne le sable; cette opération n'est guère praticable que dans les grandes villes et avec d'excellent sable.

Les pavés étant ainsi posés ne sont pas assez enfoncés, et pourraient du reste prendre des tassements inégaux sous l'influence des charges ; aussi, vient-on les frapper sur la tête avec une hie ou demoiselle, du poids de 30 kilogrammes. Tout le monde connaît la manière dont on manœuvre cet instrument que représente la figure 2 de la planche VIII.

La hie doit être manœuvrée avec une certaine intelligence ; elle doit être toujours soulevée à la même hauteur et il faut battre à peu près le même nombre de coups sur chaque pavé, afin d'obtenir une égale compression. Le paveur, si un pavé s'enfonce trop vite, ne lui donnera que quelques petits coups de hie ; si un autre pavé résiste trop, il le frappera énergiquement, et finira par l'amener au niveau de son voisin ; mais ce sera là une mauvaise opération, car elle donnera une chaussée inégalement résistante, et il convient d'enlever, pour les reposer ensuite convenablement, les pavés qui présentent une des anomalies que nous venons de signaler.

Le battage à la hie bien fait permet de reconnaître les pavés défectueux qui,

du reste, se brisent souvent pendant cette opération; il faut immédiatement les remplacer.

Lorsque le battage est achevé, la chaussée est faite et on peut la livrer à la circulation.

C'est une habitude assez générale de recouvrir les pavages neufs d'une légère couche de sable de 0m,02 environ; ce sable est destiné à pénétrer dans les joints et à réparer les pertes produites par le tassement ou par toute autre cause. Cette disposition est peu utile lorsque le fichage des joints est bien fait, et on peut alors y renoncer; mieux vaut employer, comme nous l'avons dit plus haut, le lavage à grande eau en répandant à la surface une légère couche de sable.

Lorsque l'on recouvre ainsi les pavages neufs d'une couche de sable, il suffit bien de lui donner une épaisseur d'un centimètre.

Fabrication des pavés de grès. — Les pavés de grès sont en France d'un usage courant; on en trouve dans presque toutes les provinces, mais ils présentent les qualités les plus variables.

Au point de vue géologique, les grès se rangent dans la classe des roches arénacées.

La masse de vapeur d'eau contenue dans l'atmosphère retombe en pluie et forme sur le sol des courants liquides d'une puissance variable, qui attaquent tous plus ou moins les roches qu'ils rencontrent. Les roches les plus dures sont entamées et leurs fragments entraînés se déposent ensuite dans les eaux calmes; il arrive en plus d'un endroit que ces fragments sont agglutinés et soudés les uns aux autres par des ciments ou des pâtes de même composition chimique ou de composition différente, c'est ainsi qu'on explique la formation des roches arénacées (du latin *arena*, sable).

A toutes les époques du globe, il exista des courants liquides plus ou moins énergiques; de nos jours encore nous voyons les torrents enlever aux montagnes des masses énormes de matière; on doit donc trouver des roches arénacées dans presque tous les terrains.

La forme et la grosseur des fragments sont très-variables, et c'est ce caractère qui sert à distinguer les diverses roches.

On les appelle brèches quand les fragments sont anguleux, poudingues lorsque les fragments sont arrondis et possèdent une certaine grosseur. Les poudingues sont des pâtes renfermant des galets ou cailloux roulés. Les roches arénacées prennent le nom de grès lorsque les fragments sont à l'état de petits grains, et les grès tournent aux sables lorsque le ciment fait défaut.

Enfin il existe une dernière roche arénacée d'apparence homogène et compacte, c'est l'argile, formée d'éléments ténus, sorte de vase fossile, abandonnée par les eaux troubles qui avaient déposé d'abord les gros fragments, lesquels ne se maintiennent pas en suspension.

C'est dans le terrain houiller qu'on rencontre le premier grès, le grès houiller formé aux dépens des roches anciennes; il contient beaucoup de galets siliceux réunis par un ciment argileux et quelquefois très-riche en paillettes de mica. Quand le grès houiller est à grains fins et que la pâte est résistante, on peut en tirer de belles pierres de construction. Le plus souvent, il résiste mal à l'influence des agents atmosphériques et on ne l'emploie guère au pavage.

Viennent ensuite : 1° le grès rouge (terrain permien), composé d'un ciment marneux et sablonneux, coloré par de l'oxyde rouge de fer, englobant des galets de quartz hyalin; 2° le grès bigarré (terrain triasique), à grains fins, renfermant quelques noyaux de quartz, avec un ciment sablonneux et ferrugineux lequel

passe du rouge au vert dans le même échantillon; 3° le grès quartzeux du lias, formé de grains siliceux réunis par un ciment argileux blanchâtre; 4° le grès vert à la base du terrain crétacé, parsemé d'une multitude de points verts dus à un silicate de fer, et composé de grains siliceux réunis par un ciment calcaire, et quelquefois aussi par un ciment siliceux; 5° le grès ordinaire, que l'on rencontre dans les terrains tertiaires, et dont l'emploi est le plus général.

Dans les terrains tertiaires existent de nombreuses couches de grès formées de grains siliceux et de ciment argileux; quelquefois ils se transforment en sables siliceux sans aucune cohésion. A la séparation des terrains tertiaires inférieur et moyen [au-dessus du gypse et au-dessous du calcaire d'eau douce dans le bassin de Paris] on trouve le grès le plus important, le grès de Fontainebleau. Il est composé de grains siliceux réunis par une pâte argileuse ou calcaire; quelquefois cette pâte est siliceuse et alors le grès est dur et très-résistant, mais il devient fort difficile à tailler; la taille est beaucoup plus facile lorsque la pâte est calcaire.

Dans certaines régions, en Suisse par exemple, le grès de Fontainebleau est remplacé par la roche appelée molasse, qui est à pâte peu solide, et qui, quelquefois, renferme de gros galets siliceux.

Comme nous l'avons dit plus haut, un grès dépourvu de ciment devient un sable; c'est ainsi que, dans la forêt de Fontainebleau, des couches de grès se continuent par des couches de sables siliceux purs. On en trouve des couches dans beaucoup de formations, mais surtout dans les terrains tertiaires.

Pour convenir au pavage, un grès doit remplir les conditions suivantes :

1° Être homogène et se tailler assez facilement en formes régulières;

2° Être d'un grain siliceux, avec une pâte siliceuse ou calcaire; cette dernière est préférable en somme bien qu'elle donne un pavé moins dur, mais la taille en est bien plus facile;

3° Être formé d'une pâte non altérable aux influences atmosphériques, c'est-à-dire non chargée de matières organiques, ou de matières solubles ou oxydables.

Le grès se trouve en roches plus ou moins puissantes, à l'endroit même où il s'est formé; mais on en rencontre aussi bien souvent en blocs erratiques plus ou moins arrondis, lesquels ont été entraînés par les grands courants. Le grès de roche est généralement plus homogène et d'une exploitation plus facile; la dureté du grès de bloc est très-variable, et son exploitation est plus coûteuse, car il faut rechercher les blocs çà et là en se servant d'une sonde formée d'une longue tige de fer.

Lorsque la roche ou un bloc ont été découverts, un ouvrier armé d'un marteau à lames tranchantes, dit *mortaisoir*, du poids d'environ 4 kilogrammes, pratique à leur surface de longues rainures dans lesquelles il place et bande avec des lames en fer des coins en fer qu'il enfonce ensuite sous les coups d'une masse du poids de 10 kilogrammes.

Les morceaux ainsi fendus et séparés à l'aide d'une pince en fer sont refendus par le briseur à l'aide d'un marteau pesant de 9 à 14 kilogrammes. Cet ouvrier les débite en petits blocs pouvant donner un ou deux pavés.

Le recoupeur vient ensuite; il se sert d'un marteau dont le poids varie de 4 à 8 kilogrammes, émonde les morceaux et leur donne la forme et les dimensions d'un pavé. Pour atteindre ce but, l'ouvrier, muni d'une petite jauge en bois, trace sur les quatre faces les contours de la fente, les suit à coups de marteau d'autant plus ménagés que le bloc est plus petit. Lorsque ainsi il est parvenu à

étonner la pierre jusque dans son centre, il frappe sur l'une des faces quelques coups secs qui déterminent la séparation du bloc en deux parties.

On ne saurait trop appeler l'attention sur ces détails du recoupage, car trop souvent, l'ouvrier, dans le but de s'épargner de la peine, ne frappe que sur une face, mais frappe jusqu'à ce que le grès se fende ; or, il n'obtient ainsi que des fentes irrégulières qui entraînent un déchet très-considérable et rendent très-difficiles les opérations de l'épinceur.

Ce dernier ouvrier avive les arêtes, nettoie les faces, et donne au pavé la dernière main à l'aide de l'épincette qui pèse de 1 à 3 kilogrammes.

De toutes ces opérations, le mortaisage est la plus facile ; le briseur au contraire doit être un ouvrier bien habitué à manier le marteau et dont le coup d'œil exercé sache tirer d'un bloc donné le meilleur parti possible ; c'est en général le chef de chantier. Un bon recoupeur est indispensable pour donner aux pavés une forme convenable.

Expériences sur la durée des pavés en grès. — Les seules expériences que l'on possède sur la durée des pavés en grès sont dues à Coriolis, ingénieur en chef des ponts et chaussées en 1834. Elles ont été faites à la sortie de Paris sur la route d'Orléans, près la barrière d'Enfer. Il avait établi des groupes successifs de rangées de pavés de diverses natures, et, pour se rendre compte de l'usure, il mesurait l'épaisseur de ces pavés avec un compas d'épaisseur. Les résultats de ces expériences sont consignés au tableau suivant :

TABLEAU DES RÉSULTATS DES EXPÉRIENCES FAITES PENDANT HUIT ANNÉES SUR LA ROUTE ROYALE N° 20, DE PARIS A TOULOUSE, PRÈS LA BARRIÈRE D'ENFER, A LA SORTIE DE PARIS, POUR CONSTATER L'ÉPAISSEUR DE PAVÉ USÉE CHAQUE ANNÉE, ET LE DÉCHET DES PAVÉS ÉCRASÉS ET MIS HORS DE SERVICE; LA FRÉQUENTATION POUVANT ÊTRE ÉVALUÉE A ENVIRON 500 TONNES PAR JOUR.

NATURE DES PAVÉS.	DURÉES DES EXPÉRIENCES.	ÉPAISSEUR MOYENNE USÉE DANS LA DURÉE D'UNE ANNÉE.	RAPPORT DU NOMBRE DES PAVÉS HORS DE SERVICE CHAQUE ANNÉE AU NOMBRE TOTAL DES PAVÉS.	Durée d'un pavé en supposant qu'on le mette au rebut quand il n'a plus que 0m,17 sur toutes les faces. En supposant qu'il continue de s'user comme pour les huit premières années, sans avoir égard aux pavés cassés.	Durée d'un pavé en supposant qu'on le mette au rebut quand il n'a plus que 0m,17 sur toutes les faces. En supposant qu'on ait égard à l'usure et au déchet par cassure, et que ce déchet s'arrête après la 5e année.	PESANTEUR DU GRÈS PAR MÈTRE CUBE, A SEC.	POIDS OU VOLUME D'EAU ABSORBÉ PAR MÈTRE CUBE APRÈS UN JOUR D'IMMERSION.	EXPÉRIENCES SUR LE POIDS DE L'EAU ABSORBÉE, FAITES PAR M. DELAMARCK EN 1819, SOUS LA DIRECTION DE M. DEVILLIERS, ALORS INGÉNIEUR EN CHEF DU PAVÉ DE PARIS.
	Pavés d'essai posés en juin 1825.					kilog.		La quantité d'eau absorbée est exprimée par son volume comparé au volume du pavé.
1re baie. Orsay et environs....	Moyenne de 8 années... Déchet moyen par an pour 5 années........	0.0026	.... 0.05	69 années.	57 années.	2.544	négligé comme insensible.	La durée de l'immersion est de huit jours.
2e baie. Sceaux-les-Chartreux....	Moyenne de 8 années... Déchet moyen par an pour 5 années........	0.0027	.... 0.03	66 années.	57 années.	2.488	négligé comme insensible.	Pavé d'Orsay au sud de Paris. n° 1...... $\frac{1}{569}$ * ; n° 2...... $\frac{1}{88}$
3e baie. Orsay.....	Moyenne de huit années.. Déchet moyen par an pour 5 années........	0.0035	.... 0.06	55 années.	42 années.	2.508	négligé comme insensible.	Pavé de Sceaux-les-Chartreux au sud de Paris.......... $\frac{1}{332}$; Pavé de Belloy au nord de Paris. $\frac{1}{367}$
4e baie. Marcoussy d'une roche tendre.	Moyenne de 4 années... Déchet moyen par an pour 4 années........	0.0047	.... 0.07	38 années.	29 années.	2.480	50 kilog. ou $\frac{1}{20}$ en volume.	Fontainebleau, bonne qualité... $\frac{1}{194}$; Fontainebleau, tendre....... $\frac{1}{81}$
5e baie. Fontainebleau..	Moyenne de 8 années... Déchet moyen par an pour 5 années........	0.0054	.... 0.08	33 années.	23 années.	2.407	54 kilog. ou $\frac{1}{18}$ en volume.	* Voyez ce qui est dit dans le texte sur la différence entre ces deux proportions.
6e baie. Fontainebleau..	Moyenne de 8 années... Déchet moyen par an pour 5 années........	0.0068	.... 0.12	26 années.	16 années.	2.390	58 kilog. ou $\frac{1}{17}$ en volume.	

« J'ai joint au tableau les pesanteurs spécifiques que j'ai prises sur un ou deux pavés de chaque nature, en ayant soin de le peser à sec et de prendre son volume par l'immersion dans l'eau, après avoir déduit l'eau absorbée dont j'ai pris le poids à part en pesant le pavé après l'immersion. La pesanteur spécifique prise de cette sorte suit assez bien la dureté du pavé, en sorte qu'on peut la prescrire dans un devis, pour s'assurer de la qualité du grès.

Il résulte de la pesanteur des grès dont la dureté commence à ne plus être assez considérable pour qu'il ne casse pas dans les premières années de son emploi, qu'on peut exiger dans un devis pour une route très-fréquentée, que la pesanteur spécifique soit au moins de 2,480 kilogrammes par mètre cube.

Le poids d'eau absorbé par mètre cube est un indice peut-être meilleur encore que la pesanteur spécifique. La quantité d'eau absorbée n'ayant été mesurée que pour un ou deux pavés, elle ne peut se trouver ici en rapport bien suivi avec l'usure qui est une moyenne pour soixante-quatre pavés. Mais d'après la connaissance directe que j'avais de la dureté de chaque pavé pour lequel j'ai pesé l'eau absorbée, il m'est démontré que ce poids est toujours en rapport avec le peu de dureté. Je pense que pour une route très-fréquentée, comme la route royale n° 20, de Paris à Toulouse, où la circulation est d'environ 400 à 500 tonnes par jour, on doit refuser tout grès qui absorberait 12 kilogrammes d'eau par mètre cube, après un jour d'immersion dans l'eau, ce qui fait à peu près un quart de livre par pavé. Il ne serait pas même nécessaire de laisser le grès un jour dans l'eau; après une heure, il prend déjà presque autant d'eau. En adoptant cette durée de l'immersion pour rendre l'expérience plus facile, on aurait des résultats très-peu différents de ceux qui sont portés dans le tableau.

M. Devilliers a bien voulu me communiquer, pour que je les consignasse aussi dans le tableau, les expériences que M. Delamarck a faites sous sa direction pour constater les poids d'eau absorbés par différentes natures de grès. S'il a trouvé que les pavés durs absorbaient encore près de 2 kilogrammes par mètre, tandis que je n'ai pas trouvé 1 kilogramme, cela peut tenir à ce qu'il faisait plonger le grès pendant trois jours, au lieu que je ne le laissais qu'un jour dans l'eau. Il est à remarquer qu'il a trouvé que pour deux pavés semblables en apparence et qu'il avait lieu de croire de même dureté, l'un a absorbé un poids d'eau de $\frac{1}{596}$ et l'autre de $\frac{1}{85}$. Il est possible que cette énorme différence provienne d'un vide intérieur comme il en existe quelquefois dans un grès très-dur. Il faudrait un plus grand nombre d'expériences pour bien arrêter ses idées sur le rapport qu'il y a entre le poids d'eau absorbée et la dureté; cependant je ne doute pas que ce rapport ne soit direct et qu'on ne puisse juger la qualité d'un pavé au moyen de cette quantité d'eau absorbée.

J'ajouterai ici pour les jeunes ingénieurs, qui n'ont pas encore eu occasion d'étudier beaucoup les matériaux, qu'il y a un autre élément qui ne trompe guère pour apprécier la dureté du grès; c'est le son qu'il rend quand on le frappe d'un coup de marteau. Malheureusement, cet élément qui est le plus sûr pour toute personne exercée, n'est pas de nature à être introduit dans les conditions d'un devis, mais il n'en est pas moins un très-bon moyen de s'éclairer.

Si l'on a une fois bien écouté les sons que rendent sous le coup de marteau un pavé très-dur et un pavé très-tendre, on pourra, sans crainte de se tromper, assigner l'ordre de dureté dans une série de plusieurs pavés, en les frappant successivement et les classant suivant que le son devient de plus en plus sourd et étouffé.

Lors même qu'il y a une fente dans un grès dur, comme alors il ne rend

plus un son aussi clair, cet élément reste toujours un moyen infaillible de reconnaître s'il faut rebuter le pavé.

Toutes les personnes qui ont l'habitude d'examiner des matériaux de toute nature, savent combien cet élément du son est lié au plus ou moins de force d'agrégation des particules d'un corps solide. Pour les pierres et pour le bois, non-seulement il décèle les nuances de dureté, mais il annonce aussi les vices intérieurs. Ainsi les moies dans la pierre, les nœuds pourris dans le bois, se reconnaissent par le son. »

Examen des pavages à Londres en 1850. — De même que nous avons examiné le rapport de mission de M. l'inspecteur général Darcy, en ce qui touche le macadam à Londres, nous allons l'examiner aussi en ce qui touche les voies pavées.

D'après M. Lomax, le meilleur pavé est le pavé en granit d'Aberdeen de 3 pouces de largeur ($0^m,075$). Ce qui empêche d'en généraliser l'emploi, c'est son prix élevé ; il présente les plus grandes facilités pour le nettoyage et l'assainissement des rues. M. Lomax regarde le pavé de 5 pouces de largeur ($0^m,125$) comme bien inférieur au précédent.

L'ingénieur de la Cité, M. Haywood expose que les petits pavés (c'est-à-dire ayant peu de superficie) s'usent bien plus vite que les gros pavés. Des pavés de 4 pouces de largeur ($0^m,10$) et de 8 à 12 de longueur lui semblent offrir de la sécurité à toute espèce de trafic. L'exécution du pavage, dit M. Haywood, a lieu de la manière suivante :

« A Londres (je parle de ma division), le sol est un terrain rapporté qui ne présente aucune solidité. Il faut donc creuser à une profondeur de 18 pouces, puis remplir le vide de granit cassé. On étend ensuite une couche de sable fin sur laquelle on pose les pavés. Lorsque le pavage est terminé, entre l'une et l'autre bordure, on rejointoye les pavés avec un mortier liquide que l'on fait couler dans les joints, de façon à bien consolider chaque pierre. On recouvre ensuite la surface d'un gros sable qu'on devrait laisser pendant deux ou trois semaines ; il faudrait pouvoir empêcher la circulation sur ce nouveau pavage pendant quelques jours, afin de permettre au coulis de bien s'attacher aux faces latérales des pavés, et s'il pleuvait et que les joints fussent découverts, il conviendrait de recommencer l'opération du coulage des joints. Nos pavages se consolident tellement que pour détacher le premier pavé il faut des hommes travaillant pendant trois ou quatre heures ; cela fait, les autres pierres se séparent à l'aide de pinces et de leviers, non sans grandes peines et sans grands efforts. Je tiens surtout à une fondation ferme, qui ne cède point ; la durée d'un pavé dépend de la consistance de son substratum. »

M. York, ingénieur de la paroisse de Saint-James, expose que ses chaussées pavées se composent de blocs en granit de diverses dimensions, reposant sur une couche de sable mélangé avec $\frac{1}{6}$ de chaux, ou de sable pur, suivant le degré de circulation de la voie que l'on considère. Dans les rues de grand trafic, on doit employer des blocs de 10 pouces de longueur ($0^m,25$) de 4 pouces de largeur et de 8 à 9 pouces de hauteur. Les blocs de ce calibre ont la plus grande durée et peuvent d'ailleurs se convertir plus tard en blocs de moindre dimension, que l'on réemploie dans les rues de circulation plus faible. Le meilleur granit est celui du mont Sorrel, dont la résistance est très-grande ; c'est pourquoi les entrepreneurs de pavages n'en recommandent pas l'emploi. Le granit de l'île de Guernesey, dans la Manche, près de la côte de France, est très-dur, mais en s'usant il se polit et devient trop glissant pour les chaussées pavées. C'est le

meilleur granit connu pour former la couche supérieure des chaussées macadamisées. Si les pavés sont bien posés et de bonne qualité; si les compagnies d'eau et de gaz ne bouleversent pas trop souvent la rue, le pavage n'a besoin d'être relevé à bout qu'après quatorze ans dans les voies de grand trafic; dans celles d'un trafic ordinaire, le pavage peut durer jusqu'à vingt années, après lesquelles on arrache les pavés, on les redresse et on les pose de nouveau. Le système des rangées perpendiculaires à l'axe de la chaussée est bien préférable à celui de rangées inclinées sur cet axe; dans ce dernier système, les angles des pavés sont presque immédiatement brisés.

Passant des chaussées de Londres aux chaussées de Paris, M. Darcy expose les faits suivants: A Paris, on ne se sert guère que de pavés en grès siliceux; lorsque leur cassure est saccharoïde, la roche est généralement friable, gélive, sans résistance; lorsque la cassure est légèrement esquilleuse, la roche est de la meilleure qualité; lorsqu'elle est conchoïdale, la pierre résiste mal aux chocs des voitures.

Jusqu'en 1835, on employait toujours le pavé cubique de 0,23, puis on eut recours à l'échantillon de 0,16 sur 0,23 pour les chaussées de luxe, et on réserva l'ancien pour les chaussées soumises à un pesant roulage. La tendance à remplacer par des pavés étroits les pavés à large surface s'est sans cesse accentuée, car le pavé étroit est bien plus favorable à la douceur de la circulation, à l'uni de la surface, à la conservation des véhicules et à la propreté des chaussées; cependant il ne faut pas aller trop loin dans ce sens, surtout avec les roches faciles à polir, car les pavés étroits augmentent beaucoup les chances de glissement pour les chevaux, et il faut avoir soin de leur ménager des joints assez larges; par suite, il est inutile de smiller les pavés, c'est-à-dire de dresser leurs faces latérales, comme on le ferait pour de la pierre de taille.

A Paris, on établit simplement le pavage sur une bonne couche de sable; on renonce à l'addition de la chaux qui se pratique à Londres. Le pavage n'est maçonné que dans les caniveaux, le long des bordures de trottoirs.

L'établissement du pavage sur une couche de béton ou sur une chaussée de fondation en pavés de rebut a été abandonné, bien qu'il eût donné de bons résultats au point de vue de l'uni et de la solidité de la chaussée; mais ce système rend la circulation très-dure, de plus, il est très-coûteux et entraîne des inconvénients graves lors des remaniements déterminés par les conduites d'eau et de gaz.

La durée moyenne d'un pavé en grès, à Paris, est de 33 ans. Toutefois, dans les parties très-fréquentées de la ville, les pavés sont mis au rebut au bout de 20 ans, tandis que dans les localités excentriques on peut leur assigner jusqu'à 60 ans de durée. Ces observations s'appliquent aux pavés provenant de carrières de grès dur, telles que celles de l'Yvette, de la Marne et de l'Ourcq. La durée maximum du pavé de Fontainebleau, lorsqu'il est bien choisi et qu'il est employé dans des quartiers de petite circulation, peut être évaluée à 40 années.

Les pavés de porphyre belge sont incomparablement plus résistants que les pavés de grès tirés du bassin tertiaire de Paris. Le pavage exécuté en porphyre belge est solide, uni, roulant et dans un état constant de siccité; en effet, il n'est point poreux comme la plupart des grès employés à Paris. Malheureusement, malgré le petit échantillon adopté et la multiplicité des joints, ce porphyre se polit à la longue, et les chevaux y glissent fréquemment; il a soulevé des plaintes générales, et on semble devoir y renoncer.

COMPARAISON ENTRE LES CHAUSSÉES PAVÉES ET LES CHAUSSÉES EMPIERRÉES.

C'est une question des plus importantes que de décider à quel genre de chaussées on doit donner la préférence : Si c'est aux pavages ou aux empierrements. Bien des éléments interviennent dans le choix à faire.

Lorsque les procédés perfectionnés de Mac-Adam eurent pénétré en France, les populations réclamèrent en plus d'une province la substitution des empierrements à leurs anciens pavages souvent médiocres ; on alla si loin dans cette voie, que l'administration supérieure dut interdire toute transformation qu'elle n'aurait point préalablement sanctionnée. Depuis quelques années, on a reconnu les avantages que présente un pavage bien fait et bien entretenu, et ce genre de chaussée a repris faveur.

Dès 1836, M. l'ingénieur Léon émettait les idées suivantes sur la comparaison des pavages et des empierrements.

Les routes pavées sont plus avantageuses pour les voitures qui vont au pas, et les routes en empierrement pour les voitures qui vont au trot ; en d'autres termes, le roulage doit préférer les routes pavées, tandis que les diligences et les voitures de maîtres s'accommodent mieux des routes en empierrement. Mais, comme le nombre des voitures destinées au transport des marchandises est plus grand que le nombre des voitures destinées au transport des personnes ; comme d'ailleurs le moyen de tirer de la force du cheval le maximum d'effet utile est de le mener au pas, il faut reconnaître que, tout compensé, la supériorité est aujourd'hui, et sera probablement toujours du côté des routes pavées.

Sous le rapport de la durée, l'avantage est encore du côté des routes pavées. Non-seulement elles durent plus longtemps, mais elles ont besoin de réparations bien moins fréquentes ; abandonnées à elles-mêmes, elles peuvent se maintenir viables pendant plusieurs années ; elles souffrent moins des intempéries des saisons et n'exigent pas, pendant l'hiver, ces soins journaliers et assidus qui rendent quelquefois si difficile l'entretien des routes en empierrement.

Mais, sous le rapport de la dépense, on trouvera que l'avantage est généralement du côté des routes en empierrement. Dans les départements mêmes (comme le Nord) où les carrières de grès sont nombreuses et fournissent des matériaux de bonne qualité, les chaussées pavées coûtent toujours plus cher de premier établissement que les chaussées en empierrement. Mais elles coûtent moins cher d'entretien, et nous pensons qu'en pareil cas on fait bien de leur donner la préférence. En général, c'est surtout dans les frais de premier établissement qu'il y a une grande différence entre les pavés et les empierrements. Les frais d'entretien sont souvent à peu près les mêmes ou du moins ne diffèrent jamais autant.

Il y a économie notable à faire des empierrements ; avec une somme donnée, on peut donc construire une longueur beaucoup plus grande de chaussées et c'est là une considération importante que de pouvoir, à dépense égale, répandre les bienfaits d'une bonne viabilité sur une plus vaste étendue de pays.

Mais si, dans les constructions neuves, il y a des motifs pour préférer les empierrements aux pavages, nous admettrions difficilement qu'il pût y en avoir pour démolir les chaussées pavées existantes. Ce serait détruire, de gaieté de cœur, un capital considérable ; ce serait faire comme un homme qui, ayant une maison

solidement bâtie en pierre de taille, la démolirait pour diviser sa pierre de taille en moellon, et rebâtir ensuite, donnant pour raison que la maçonnerie de moellon est aussi solide et moins coûteuse que la maçonnerie de pierre de taille.

La substitution d'une chaussée d'empierrement à une chaussée pavée n'est admissible que dans un seul cas; c'est lorsque le pavé, négligé pendant longtemps, est devenu tellement mauvais qu'il n'est plus possible de le réparer.

Dans bien des départements, on a laissé les chaussées pavées en arriver au point que nous venons de signaler, car on s'est habitué à ne pas les entretenir; sur une même route, il y a souvent une certaine longueur en pavé et le reste en cailloutis. On applique à celui-ci les crédits d'entretien, et on néglige le pavé jusqu'au moment où il devient nécessaire de procéder à une réfection complète; on se voit alors forcé de demander un crédit extraordinaire. Cela n'arriverait pas si l'on entretenait les chaussées pavées avec le même soin qu'on entretient les empierrements; c'est ce qu'on doit chercher à faire. Malheureusement, la modicité des crédits d'entretien s'y oppose souvent.

Revenons maintenant à la grande enquête de M. Darcy sur les chaussées de Londres, et résumons les divers avis y relatés :

D'après Sir James Mac-Adam, une route macadamisée est moins bruyante, moins glissante qu'une route pavée. Les voitures qui la parcourent s'usent beaucoup moins promptement. Elle est beaucoup plus agréable et plus facile pour les cavaliers; elle fatigue moins les pieds des chevaux; mais elle produit plus de boue et plus de poussière qu'une route pavée. Il y a eu un désir général à Londres, surtout à cause du bruit, de convertir le pavage en voie macadamisée dans les places et rues non commerciales, tandis que dans les lieux de grande fréquentation, un des motifs qui tendait à faire adopter une pareille mesure était la facilité qu'elle procurait à la circulation des voitures, sans compter les autres avantages déjà mentionnés.

D'après M. Lomax, la plus grande objection que soulèvent les routes macadamisées, c'est la boue dont elles se recouvrent dans les temps humides, et la poussière qui s'en élève dans les temps secs. De plus, une grande dépense est nécessaire pour les maintenir propres.

D'après M. Haywood, ce serait une faute de macadamiser les rues étroites d'une grande ville; de pareilles chaussées résisteraient difficilement à la circulation, sans une grande dépense pour leur entretien, elles seraient toujours couvertes de boue et de poussière. De plus, comme elles absorbent facilement toute espèce d'immondices, leur nettoyage est difficile. Je reconnais, dit-il, que lorsque les routes macadamisées sont en bon état, ce qui n'arrive pas souvent dans l'année, elles produisent moins de bruit que le pavé; je crois de plus que les frais de réparations de chaussées empierrées dans un arrondissement étendu, renfermant tous les genres de trafic, seraient moyennement trois fois plus considérables que ceux des routes pavées.

D'après M. York, les routes macadamisées bien construites en bons matériaux peuvent être adoptées quel que soit le trafic, mais leur entretien est beaucoup plus onéreux que celui des routes pavées en granit. Le commerce préfère les chaussées pavées au macadam.

D'apré M. Freeman, le macadam n'est bon que dans les rues de trafic ordinaire. Le petit commerce préfère le macadam, à moins que l'on n'emploie les pavés étroits. Le macadam convient mieux pour s'opposer au glissement des pieds des chevaux. Dans les grandes voies de circulation, les contribuables préfèrent le pavé, l'entretien étant annuellement moins coûteux.

M. Chadwich insiste sur les inconvénients qu'entraîne le dérangement continuel du pavé pour la pose des conduites d'eau et de gaz; quand un pavé est une fois posé et qu'on le dérange, il ne se rétablit jamais aussi solide et aussi ferme qu'auparavant. La cause en est aux inégalités de tassement. Aussitôt une réparation faite, la circulation y passe. On a donné au raccordement un certain bombement pour tenir compte du tassement et regagner le niveau des pavés d'entourage; l'appréciation peut être trop forte ou trop faible. Dans les deux cas, que le pavage de la chaussée descende trop bas ou reste trop haut, les pavés voisins sont promptement détruits. Il est indispensable, partout où la chose sera possible, de placer les conduites d'eau et de gaz sous les trottoirs.

D'après M. Witworth, les chaussées macadamisées coûtent davantage d'entretien et exigent un soin plus constant que le pavé, mais elles sont moins bruyantes, causent moins de secousses et sont plus agréables pour la circulation. Si j'avais, dit-il, à construire et à entretenir une route pour mon propre usage, pour le passage de mes chevaux, je la ferais en macadam, à moins qu'il ne s'agit de lourds transports marchant à petite vitesse. En ce qui touche l'inconvénient de la poussière et de la boue, je m'en préserverais en tenant les chaussées propres; les rues macadamisées, à Manchester, sont exemptes de tout désagrément; elles sont bien balayées et bien arrosées.

A la demande générale, on eut l'idée de macadamiser les rues de la Cité, dans l'enceinte de laquelle presque toutes les maisons surplombaient par suite de l'ébranlement que leur communique la circulation énorme à laquelle sont soumises les chaussées pavées. Sir James Mac-Adam, chargé de ce travail, dut y renoncer après avoir subi de grandes pertes occasionnées par l'entretien, et il avoue, dans une de ses lettres, que cette plante (métaphore sous laquelle il désigne le macadam) ne peut croître sur le sol de Temple-Bar, et que, si elle se développe avec vigueur à l'ouest, elle languit et dépérit à l'est de la métropole.

Dans un mémoire de 1857, M. l'inspecteur général Charié-Marsaines, traite aussi cette question de la comparaison des chaussées pavées et empierrées. Nous avons déjà parlé de ce mémoire au sujet du tirage des voitures, et nous avons reconnu que le poids transporté est notablement plus fort sur les pavages que sur les empierrements, que l'usure des harnais est moindre et l'usure des véhicules plus considérable sur les pavages; qu'enfin la durée des chevaux est moindre sur les empierrements. Mais il faut ajouter encore que: 1° l'état de la viabilité est plus constamment satisfaisant sur les chaussées pavées que sur celles empierrées; 2° que les frais d'entretien sont beaucoup moins considérables (ces résultats ont trait au département du Nord).

« En ce qui concerne l'état de la viabilité, dit l'auteur du mémoire, c'est un fait général que, sur toutes les routes soumises à un roulage très-actif, une viabilité constamment bonne est plus difficile à maintenir avec les chaussées empierrées qu'avec les chaussées pavées et que, si celles-ci sont quelquefois plus dures et plus cahotantes, on est toujours sûr d'y circuler avec un chargement à peu près égal, tandis que, pour les chaussées d'empierrement, le poids transporté en hiver ou par un temps humide est notablement moindre que celui transporté en été ou par un temps sec. »

Relativement à la dépense annuelle dans le département du Nord, on reconnaît que le prix d'entretien d'un kilomètre de chaussée empierrée est, à celui d'un kilomètre de chaussée pavée, dans le rapport de 2 à 1 pour les routes nationales (1,226 francs et 612), de 1,385 à 1 pour les routes départementales

(586 et 423 francs), de 1,225 à 1 pour les chemins vicinaux de grande communication (518 et 423 francs).

De ses expériences, M. Charié-Marsaines tire les conclusions suivantes :

« Ces résultats, qui seraient en concordance sensible avec ceux que donneraient des observations analogues faites sur d'autres points de la France, nous paraissent de nature, sinon à amener la construction de nouvelles routes pavées, mesure à laquelle s'opposerait, dans le plus grand nombre de cas, l'élévation de la dépense de premier établissement, du moins à modérer une tendance à laquelle les ingénieurs s'abandonnent peut-être avec trop de facilité, celle de proposer le convertissement des chaussées pavées existantes en chaussées d'empierrement. Cette dernière opération ne nous paraît devoir être abordée qu'avec une grande réserve, car, si on l'examine avec quelque attention, on reconnaîtra qu'elle n'est que très-rarement conforme aux intérêts bien entendus du trésor public, non plus qu'à ceux de l'agriculture et de l'industrie. »

M. l'ingénieur en chef du Haut-Plessis a repris la question en 1867, et, s'appuyant sur le perfectionnement des méthodes d'entretien qui permettent d'obtenir un bon empierrement en toute saison, ainsi que sur la facilité qu'offrent les canaux et les chemins de fer pour le transport à prix réduit des cailloux les plus résistants, il conclut que dans certains cas le convertissement du pavage en empierrement peut être une bonne opération, mais que, cependant, il faut toujours y procéder avec circonspection.

« Le convertissement, général ou partiel, du pavage en empierrement, dit-il, s'il peut augmenter un peu la fatigue du gros roulage, rend la circulation beaucoup plus douce et meilleure pour les voitures modérément chargées, et surtout pour celles qui servent au transport des voyageurs, pourvu que la rigueur du climat, jointe à une fréquentation excessive ou à la mauvaise qualité des matériaux d'empierrement qu'il est possible de se procurer ne menace pas de compromettre la viabilité pendant la mauvaise saison.

« Le convertissement général, quand des circonstances favorables le rendent possible, entraîne, indépendamment des frais d'exécution, des dépenses ultérieures souvent considérables pour frais supplémentaires d'entretien, auxquelles on ne peut s'exposer qu'avec la certitude de crédits suffisants, et en vue d'une circulation assez importante de voitures pour voyageurs.

« Des convertissements partiels, en dehors des villes, des villages ou de leurs abords, bien répartis sur différents points afin d'éviter de trop longs transports des bons vieux pavés, et continués d'année en année afin de se procurer la fourniture nécessaire à l'entretien des parties de pavage conservées, peuvent être, au contraire, et sont, dans les cas les plus ordinaires, un moyen avantageux d'utiliser la valeur précédemment immobilisée dans le pavage, en n'imposant à l'avenir que des charges souvent inférieures, et quelquefois de beaucoup, aux avantages obtenus dans le présent.

« Les charges et les avantages doivent être comparés dans chaque cas particulier avant d'entreprendre un convertissement qui devra, assez souvent, être ajourné soit indéfiniment, soit jusqu'à ce que le rapport entre le gain et la perte ait été modifié, ou par le renchérissement du pavé, si les carrières tendent à s'épuiser, ou par la baisse de prix de bons matériaux d'empierrement à la suite de la découverte de nouvelles carrières ou d'établissements de nouveaux moyens de transport économique. »

La lecture attentive des documents qui précèdent fera saisir sans peine le fort et le faible de chaque nature de chaussées. Voici les conclusions qu'on en peut tirer :

Les chaussées pavées sont plus favorables au roulage, et conviennent parfaitement pour les lourds transports; elles sont incomparablement plus chères de premier établissement, mais coûtent bien moins à entretenir, et peuvent même se passer d'entretien pendant plusieurs années, ce qui, dans certains cas, est un avantage sérieux. Elles ont l'inconvénient d'user davantage les véhicules, de gêner la circulation des voitures légères, d'incommoder les voyageurs, et de produire beaucoup de bruit et de trépidation; c'est une chose grave dans les traverses, cependant on peut atténuer le mal par un pavage bien soigné. Dans les traverses un peu fréquentées, le pavage est presque indispensable, car il est toujours plus propre, ne donne que peu de boue et de poussière, et est bien plus favorable à la salubrité publique qu'un empierrement. Dans des voies relativement étroites et très-fréquentées, le macadam ne saurait être admis.

Le macadam coûte généralement beaucoup moins à établir, il est plus favorable aux voitures légères et plus agréable aux voyageurs ; mais il présente au roulement une résistance inégale, ou, si l'on veut le maintenir toujours en parfait état, il faut dépenser annuellement des sommes considérables. Cependant, il jouit de la faveur publique, au moins en rase campagne, et c'est en empierrements que l'on constitue presque toutes les chaussées neuves.

En ce qui touche le convertissement des pavages en empierrements, il faut le proscrire dans les traverses et n'en user qu'avec la plus grande précaution en rase campagne. Le convertissement général n'est jamais une bonne opération, mais un convertissement partiel et progressif, comme l'indique M. du Haut-Plessis, peut être parfois avantageux.

3e CLASSE. — CHAUSSÉES DIVERSES.

Dans cette classe nous rangerons : 1° les voies dallées; 2° les pavages en bois; 3° les chaussées en fascinages; 4° les chaussées en mastics bitumineux et asphaltes.

1° **Voies dallées.** — Les plus anciennes voies dallées sont les voies romaines dont voici une description empruntée à M. l'ingénieur Léon :

Voies romaines. — Des restes assez considérables de voies antiques, qui se sont conservés dans divers pays, mais principalement en Italie, ont permis de juger de leurs dispositions et des règles qui avaient été suivies pour leur construction. Les routes principales étaient divisées, dans leur largeur, en cinq parties : la chaussée (agger) occupait le milieu ; elle était plus élevée que les accotements (margines), et en était séparée par des banquettes en maçonnerie hautes de 15 à 18 pouces. Avant d'établir les fondations de la route, on avait soin d'aplanir le sol sur lequel elles devaient reposer. Quand le terrain avait été bien nivelé et bien damé, on y posait, sur bain de mortier, dans toute la largeur que la route devait occuper, une ou deux assises de pierres plates. Sur cette fondation s'élevait une couche de maçonnerie de blocage, composée de petits moellons et de cailloux de toutes dimensions noyés dans le mortier, puis venait une couche de béton dans lequel on n'admettait plus que des graviers d'un faible volume ; enfin, la surface même de la chaussée, au moins pour les routes d'Italie, était formée de pierres plates ou dalles, d'un grain très-dur, quelquefois rectangulaires, plus souvent d'appareil irrégulier, mais taillées avec soin et juxtaposées

avec beaucoup de précision. Quand le pays ne fournissait pas de dalles en pierre dure, on les remplaçait par des cailloux posés à la main et enfoncés dans le mortier de la couche précédente, on couronnait à peu près de la même manière le massif des accotements qui s'arrêtaient d'ordinaire à la hauteur de la couche en maçonnerie de blocage, et n'avaient jamais de revêtement en dalles.

Les routes romaines étaient surtout destinées au transport des armées. Il paraît que, dans les marches, l'infanterie occupait la chaussée, la cavalerie et les équipages suivaient les accotements. Mais lorsque le commerce empruntait les routes militaires, il est probable que les voitures passaient quelquefois des accotements à la chaussée. Au reste, le commerce ne pouvait pas avois acquis un grand développement dans un pays où la guerre durait toujours, et la circulation devait être peu active, excepté aux environs de Rome. Ainsi, les routes n'étaient jamais fatiguées par le roulage, le poids des chargements n'était d'ailleurs jamais bien fort. Les chariots dont les Romains faisaient usage n'avaient que 3 pieds de largeur de voie, et il est facile de concevoir que sur de tels véhicules, on ne pouvait pas mettre de bien lourdes charges. Tout concourait donc à assurer aux routes une très-longue durée : l'extrême solidité avec laquelle elles étaient construites, le peu de fréquentation et le faible poids des voitures.

Aussi n'avaient-elles besoin de réparations qu'à de très-longs intervalles. On voit dans les rues de Pompéi des dalles en lave, d'une dureté excessive, dans lesquelles les roues des voitures ont creusé un double sillon, profond de plusieurs centimètres, sans que la chaussée ait subi aucune autre déformation. Il a fallu probablement une longue suite d'années pour que ce sillon se creusât de la sorte. On comprend au surplus que, dans le système de construction adopté par les Romains, les réparations fréquentes et presque journalières auxquelles nous sommes habitués n'étaient pas possibles. Si l'on avait voulu renouveler une à une les dalles qui forment la surface supérieure des chaussées, la dalle neuve placée à côté de deux dalles déjà sillonnées par les roues aurait été plus élevée que le fond de l'ornière creusée dans les dalles voisines, et, loin de rendre le roulage plus facile, elle lui aurait fait obstacle. Ainsi, dans le système que suivaient les anciens, le but qu'ils devaient se proposer était de construire les chaussées avec une telle solidité qu'elles pussent se maintenir longtemps sans entretien, et qu'elles n'eussent besoin de réparation qu'à des intervalles très-éloignés. Les Romains ne s'arrêtaient pas à la dépense, les considérations économiques leur étaient peu familières et nul d'entre eux n'aurait pensé qu'il pourrait y avoir avantage à construire moins solidement et à dépenser moins, sauf à renouveler plus souvent.

Emploi des trams à Londres. — Vers 1850, l'usage des trams était assez répandu à Londres ; on appelle tram un dallage en larges pierres plates sur lequel repose les roues des voitures. C'est l'alderman Mathew Wood qui importa ce genre de chaussée à Londres après un voyage qu'il fit à Milan.

Ce changement avait pour but de diminuer le bruit et les secousses, de faciliter le tirage. Dans ce système, en effet, les roues sont portées par deux rangées de dalles bien unies, tandis que l'intervalle est recouvert de petits pavés favorables à la traction par le cheval.

Les deux conditions d'un tirage facile sont donc remplies :

1° Surface unie et à joints éloignés sous les roues ;

2° Surface à joints multipliés sous les pieds des chevaux.

On évaluait l'économie produite par ce procédé, dans Commercial Road, à un cheval sur trois. Mais Commercial Road est une voie exceptionnelle qui est la

propriété des Docks et qui est soumise à un roulage considérable, les voitures s'y disposent naturellement en files et c'est là ce qui explique le succès.

Les trams conviendront bien encore dans des rues à une seule voie ; mais, dès que l'on établit plusieurs lignes de trams, elles ne sont plus suivies, et les charretiers ne s'en inquiètent pas le moins du monde ; en outre, elles présentent de sérieux inconvénients : elles coûtent cher, se dérangent facilement et occasionnent des chocs violents.

L'usage ne s'en est pas propagé.

Voies dallées à Paris et en Italie. — En 1856, on essaya pour l'avenue de Neuilly, sur une longueur de 1,800 mètres, entre le rond-point de l'Étoile et la porte Maillot, un système de dallage analogue à celui de Londres. Les dalles étaient en grès, grossièrement taillées sur leurs faces supérieures et leurs joints, et posées, une petite partie sur béton, et le reste sur sable. Leur épaisseur variait de $0^m,20$ à $0^m,25$; leur largeur était uniformément de $0^m,50$ et leur longueur variait entre $0^m,50$ et 1 mètre. Le mètre courant de dalles coûta 15 francs.

Les voies dallées, une fois exécutées, sont restées comme non avenues, et les voitures les ont absolument dédaignées.

Cependant, on savait que ces voies jouissaient d'une certaine faveur en Italie, notamment à Milan, à Turin et dans les autres villes du Nord. M. l'ingénieur en chef Rumeau fut envoyé sur les lieux pour examiner la question et en faire un rapport.

A Milan comme à Turin, on se sert de dalles en granit dur et compacte de $0^m,60$ de largeur uniforme, de $0^m,15$ à $0^m,20$ d'épaisseur, de $1^m,30$ à 2 mètres de longueur; la face supérieure est bien dressée et taillée à la grosse pointe, ainsi que les joints latéraux qui sont retournés d'équerre sur $0^m,12$ de hauteur; la face inférieure n'est pas taillée. Les deux rangées de dalles sont placées de chaque côté d'un ruisseau ou caniveau que suivent les chevaux, et par suite, elles sont inclinées l'une vers l'autre; elles sont enchâssées dans un pavage ordinaire; leur espacement intérieur est de $0^m,70$, et de la sorte, les roues des véhicules usuels passent à peu près au milieu des bandes.

Les dalles sont posées, avec le plus grand soin, comme une pierre de taille, sur une couche de sable graveleux de $0^m,05$ d'épaisseur, bien tassée à la dame et mouillée au besoin ; cette couche de sable repose elle-même sur un lit de graviers de $0^m,15$ à $0^m,20$ d'épaisseur, bien battu et bien tassé également, en ajoutant, si cela est nécessaire pour bien remplir les vides, du sable arrosé d'eau.

Le pavage qui encadre les dalles doit être maintenu à un niveau d'au moins $0^m,01$ au-dessus, afin de les protéger contre les épaufrures.

Le mètre courant de dalles posées revient à environ 15 francs, et la dépense d'entretien à 1 franc par an.

Les voies dallées ne sont établies que dans les villes, et on ne les encadre jamais dans des empierrements, car ce ne serait pas assez solide. Elles sont placées au milieu d'un solide pavage en galet de rivière.

La plupart des rues de Milan et de Turin sont étroites ; elles avaient la forme de chaussée fendue avec caniveau central ; c'est à cheval sur ce caniveau qu'on établit la chaussée dallée. Cependant, dans plusieurs rues, on a établi deux et jusqu'à trois lignes de voie dallée.

Notons en passant, que les trottoirs, dallés aussi, sont au niveau de la chaussée, sans bordures ; c'est à la demande expresse des habitants que cette disposition a été adoptée ; elle est très-favorable à la circulation des piétons, car les

voitures ont défense d'empiéter sur les trottoirs à moins d'absolue nécessité. Cependant, nous ne pensons pas qu'elle puisse convenir à nos chaussées bombées qui sont soumises à une circulation bien supérieure à celle qu'on trouve en Italie.

Toutes les voitures ne suivent pas les voies dallées; la cause en est d'abord au nombre des voitures, à la diversité de leur vitesse et de leur direction. Mais, en dehors de cette cause naturelle, bon nombre de véhicules s'écartent volontairement de la voie dallée, et la proportion en est d'au moins 40 pour 100. Il faut compter parmi elles presque toutes les voitures légères; pour les autres, du reste, les chevaux ne veulent pas souvent rester dans le caniveau, ils affectionnent la voie dallée et la suivent avec persistance, de sorte que les roues tournent sur le pavé, à moins qu'on n'ait des attelages à deux chevaux de front.

L'usure produite par la marche des piétons polit les dalles et les rend très-glissantes; mais l'usure produite par les roues et les pieds des chevaux n'a pas le même effet et ne polit pas le granite. Toutefois, lorsque la pente devient trop forte et dépasse $0^m,02$, il convient de strier les dalles transversalement.

A Paris, les voies dallées coûteraient deux fois plus cher qu'à Milan et présenteraient à un bien plus haut degré les inconvénients que nous venons de signaler. L'emploi doit en être rejeté. Tout au plus pourrait-il constituer une amélioration dans quelques-unes de nos villes du Midi, où le pavé de galet n'offre qu'une médiocre viabilité.

A Gênes, on a recours à un dallage général formé de plaques rectangulaires de granite posées en arête de poisson de chaque côté de l'axe des rues; de la sorte, les joints ne sont jamais dans la direction des roues. Les dalles, posées sur une fondation inébranlable, sont très-stables et offrent une surface parfaitement unie sur laquelle le roulage est très-doux et très-peu bruyant, les chevaux n'y glissent qu'à partir d'une pente de $0^m,02$, mais il est probable que cette limite se trouverait notablement réduite à Paris, où les temps gras sont si fréquents.

2° **Pavages en bois.** — L'idée des pavages en bois est déjà bien ancienne. Il était assez répandu en Russie et en Allemagne lorsqu'on l'a introduit en France.

On en a établi avec succès, en 1838, au château de Versailles, sous des passages fréquentés par les voitures. Ces pavés avaient leurs fibres verticales, on les posait sur un bon lit de sable bien damé; ils avaient une tête carrée de $0^m,15$ de côté et une hauteur double, soit $0^m,30$; au milieu de cette hauteur était ménagée sur tout le pourtour une rainure horizontale. Les rainures de pavés adjacents étaient à la même hauteur et on y faisait pénétrer des baguettes pleines, qui rendaient solidaires tous les pavés contigus.

Sur un pareil pavage, le frottement des roues est peu considérable et le roulage extrêmement doux.

Le colonel Emy recommande d'adopter plutôt pour les pavés en bois une section hexagonale, afin de perdre moins de bois.

En 1838, sur le quai Lamandé, au Havre, on essaya aussi des pavés en bois à fibres verticales; ces pavés, en bois de pin, goudronnés, étaient joints et comme maçonnés avec du mastic d'asphalte.

Dans une notice publiée en 1841, M. Devilliers inspecteur général des ponts et chaussées, décrit les pavages en bois, qui étaient alors en grande faveur auprès des propriétaires et marchands des principales rues de Londres. Le principal système est celui de M. Rankin, que représente la figure 5 de la planche VIII; ces figures le feront comprendre sans qu'il soit besoin d'entrer dans de longues explications.

On se sert, pour composer les blocs, de longues pièces de bois, portant sur chaque face un système de rainures et de languettes. On abat les abouts C et D que l'on met au déchet, puis avec les traits de scie *ab*, on débite la pièce en blocs de base A, qui forment comme la fondation du pavage, et blocs de clef B, à la surface desquels roulent les voitures. Les blocs sont abattus en chanfrein sur leurs angles, comme le montrent les figures suivantes, et on les assemble à rainures et languettes comme l'indique la figure de détail, qui comprend cinq pavés adjacents. Le plan et l'élévation donnent une idée de ce qu'est la surface du pavage. On voit que de larges joints sont ménagés pour retenir les pieds des chevaux.

Ce système est en somme assez compliqué et ne paraît point être entré dans la pratique courante.

Revenons à l'enquête de M. Darcy sur les chaussées de Londres en 1850 et voyons ce qu'on y dit des pavages en bois :

Les essais de ce pavage ont eu lieu à Londres sur une très-grande échelle ; il présentait en effet de notables avantages ; avec le pavé de bois, tout bruit disparaissait, on n'avait plus à redouter la boue et la poussière.

Mais il est dangereux pour les chevaux ; on a été obligé de recouvrir Regent's-street d'une couche de granit concassé pour rendre la surface du revêtement en bois moins glissante ; de plus, les réparations annuelles deviennent très-dispendieuses. Enfin, ce mode de pavage paraît exercer sur la salubrité une influence fâcheuse à raison des substances qui pénètrent le bois dans les temps humides et qui s'en exhalent pendant les chaleurs.

Le pavage en bois semble donc condamné à partir de cette époque ; cependant il jouit en Amérique d'une certaine faveur et nous en trouvons quelques spécimens dans l'intéressant rapport de mission que vient de publier M. l'ingénieur en chef Malézieux.

« Finalement, nous n'avons vu d'un peu intéressant, en fait de chaussées, dit M. Malézieux, que des pavages en bois de sapin.

Il ne peut être ici question de rues plancheyées (plank roads). Indépendamment des cloaques, souvent infects, qui se forment sous les madriers, l'éloignement des forêts suffirait pour que ce genre de chaussée primitive, qui a son mérite ailleurs, ne fût plus de mise dans une ville telle que New-York. Les pavages de bois ne s'y font qu'en blocs prismatiques.

Ces pavages, très-répandus dans la plupart des grandes villes américaines, et qui conviennent surtout aux rues peu fatiguées par les camions, sont en ce moment l'objet d'une attention nouvelle. On les apprécie principalement, dans le quartier des affaires comme dans celui des maisons d'habitation, au point de vue de la suppression du bruit et de la facilité d'entretien. Reste la question de dépense. On expérimente plusieurs procédés nouveaux sans que les ingénieurs puissent dire encore auquel on donnera la préférence ; mais tous ces procédés coûtent cher, 15 à 20 francs par mètre carré à Chicago et près du double à New-York.

Dans les nouveaux essais, les pavés ou blocs ont en général un pied sur 6 pouces et 3 pouces ($0^m,30$ sur 0,15 et 0,075). On les pose par files parallèles et transversales, tantôt jointives, tantôt séparées par une rainure d'un pouce ; mais les blocs sont toujours jointifs dans une même file, et la direction des fibres est perpendiculaire à l'axe de la rue. L'ouvrier poseur est muni d'une hache avec laquelle il réduit à la longueur nécessaire le dernier bloc de chaque file.

Les blocs reposent tantôt sur un plancher d'un pouce d'épaisseur, dont les

planches sont parallèles à l'axe de la rue, tantôt sur une forme de sable. Nous avons vu appliquer sur ces bases trois systèmes principaux, qui sont représentés par la figure 6 de la planche VIII. »

Ces figures sont des coupes longitudinales suivant l'axe des rues; les coupes transversales sont inutiles, puisque les blocs de chaque file sont jointifs.

Dans le premier système on établit sur le sable un plancher d'un pouce d'épaisseur, disposé suivant la convexité de la chaussée, on forme une file transversale de pavés, puis contre cette file on vient accoler une grosse latte en bois, égale en hauteur à la moitié du pavé, placée de champ et réunie à la file de pavés et même au plancher par des pointes enfoncées obliquement. Cette latte, d'un pouce de large, porte quelques traits de scie sur sa face supérieure, afin de pouvoir se courber légèrement et épouser la convexité du profil transversal. L'intervalle laissé libre au-dessus de la latte entre deux rangés consécutives de pavés, est rempli par un mélange de gravier et de goudron bouillant, que l'on prend dans des étuves en tôle montées sur roues. L'opération finie, on arrose toute la surface avec du goudron et on la saupoudre de gravier. Les arêtes de la tête des pavés sont abattues en chanfrein.

Dans le second système, les pavés sont jointifs aussi bien dans le sens longitudinal que dans le sens transversal, et sont rendus solidaires vers le milieu de leur hauteur par des chevilles carrées pénétrant dans des mortaises ménagées à cet effet dans chaque pavé. Le montage se fait à la main; chaque pavé est immergé au préalable dans un bain de goudron, on arrose la surface entière avec du goudron et on la saupoudre de gravier. Pour s'opposer au glissement qu'entraînerait l'absence de joints, on perce dans le milieu de chaque pavé trois trous de 0,03 de diamètre que l'on remplit de gravier lequel s'agglutine avec le goudron.

Dans le troisième système, les ranges transversales de pavés sont posées sans intermédiaire de plancher sur une couche de bon sable bien damé; entre chaque range, on place une planche d'un pouce de largeur et de même hauteur que le pavé, laquelle est taillée en double biseau sur son arête inférieure. On place sur cette planche une règle en fer que l'on bat à la hie, jusqu'à ce que la planche ait pénétré de la moitié de sa hauteur dans le sable de fondation. On achève le garnissage des joints comme dans le premier système. »

On voit que ces systèmes sont également simples, et on comprend qu'ils puissent arriver à donner de bons résultats.

Quelques essais de pavages en bois ont été faits à Paris dans ces dernières années, notamment dans la rue du Dragon près de la rue de Taranne. Nous ne pensons pas qu'ils aient donné lieu à des applications en grand, il est probable que le prix croissant des bois ne contribuera pas à les propager.

3° Chaussées en fascinages. — Les chaussées en fascinages sont encore assez répandues, elles conviennent bien aux terrains marécageux et compressibles, car les brindilles de bois par leur flexibilité transmettent les pressions sur de grandes surfaces et empêchent les roues de s'enfoncer dans une terre ramollie.

Lorsque les cultivateurs établissent un passage sur un fossé de route pour accéder dans leurs champs, ils se contentent souvent de combler le fossé avec quelques fagots de broussailles et constituent ainsi en peu de temps un passage satisfaisant.

La figure 7 de la planche VIII est un exemple d'une ancienne route sur fascinage. Les fascines sont des fagots de broussailles d'un petit diamètre, liés de

distance en distance de manière à former une série de renflements. On en forme sur le sol une couche jointive en les inclinant sur l'axe de la route; cette couche est recouverte de gravier tout venant; celui-ci à son tour porte une couche de fascines inclinées symétriquement aux premières par rapport à l'axe de la route; sur ce dernier lit de fascines on établit la chaussée.

On obtient de la sorte une chaussée flexible et élastique, sur laquelle le tirage peut être assez fort, mais qui en somme est d'un bon usage, car toute pression exercée à sa surface se transmet pour ainsi dire sur toute l'étendue du sol que recouvre le dernier lit de fascines. Par cette disposition, on diminue autant qu'on le veut la charge transmise à l'unité de surface, et l'on arrive à circuler même avec de lourdes charges sur un terrain marécageux.

Le capitaine du génie Poulain a fait une heureuse application de la méthode des fascinages pour établir une chaussée à travers le chott de Chergui, dans le cercle de Mascara, province d'Oran.

Un chott est une sorte de cuvette de plusieurs lieues d'étendue, peu déprimée, qui occupe la place d'un ancien lac salé dont le fond s'est exhaussé par suite d'un colmatage naturel. Pendant la saison des pluies, la cuvette se remplit d'eau et le passage devient impossible; en admettant que la couche d'eau n'arrive pas jusqu'au sol, celui-ci est tellement mou et détrempé que les voitures ne sauraient y passer. En été, le sol est assez sec, mais il renferme une grande proportion, environ $\frac{1}{15}$, de matières solubles, surtout de sel marin.

Sur le bord du chott de Chergui, on trouve en abondance l'alfa (stipa tenacissima), herbe de la famille des graminées dont on peut faire des tissus et du papier (c'est sur ce papier que s'imprime le *Times*); l'alfa est très-résistant, et dix brins réunis résistent à un homme vigoureux qui exerce une traction entre ses mains. A côté de l'alfa, il faut placer le sennar et le drinn qui sont aussi des graminées.

On commença par établir au fond du chott une forme pour la chaussée, et on parsema de l'alfa à sa surface; sur cette couche d'alfa on fit passer toutes les voitures qui apportaient les matériaux; il en résulta une sorte de corroyage et un véritable torchis argileux, car l'eau de la nappe souterraine ressuait à la surface.

La première couche d'alfa fut recouverte de terres détrempées, puis d'une seconde couche d'alfa corroyée comme la première, et ainsi de suite jusqu'à ce qu'on fût arrivé à la hauteur suffisante. La surface générale fut ensuite damée en faisant courir les hommes au pas gymnastique et au son du clairon.

Le damage achevé, on recouvrit le massif d'une couche d'alfa, dont les plants étaient disposés perpendiculairement à l'axe longitudinal de la route, et inclinés de chaque côté à partir de cet axe de manière à mener les eaux en dehors du massif pour lequel ils formaient comme un toit protecteur.

Là-dessus on établit une chaussée ordinaire avec d'assez bonnes pierres dont on disposait dans le voisinage.

Ce travail, très-économique, fut enlevé en quelque temps et donna d'excellents résultats.

4° Chaussées en mastics bitumineux et asphaltes. — Il y a déjà bon nombre d'années que les mastics bitumineux et les asphaltes sont employés à la confection des chaussées et surtout des trottoirs.

En 1836, M. Leblanc, ingénieur en chef à Lyon, frappé des avantages que présentait l'asphalte naturel de Seyssel pour la confection des trottoirs, et considérant que son prix élevé en empêchait seul l'emploi général, essaya d'obtenir un

composé analogue en mélangeant du goudron minéral avec du sable et de la chaux éteinte. Le mélange de goudron et de sable durcit à l'humidité mais se ramollit au moindre soleil ; le mélange de goudron et de chaux ne durcit jamais quelles que soient les proportions ; le mélange de goudron, de sable et de chaux participe des deux précédents. M. Leblanc reconnut qu'il manquait à tous ces mélanges un dessiccatif ; il en chercha un et le trouva dans la résine commune, appelée dans le commerce brai sec. Il obtint ainsi un produit artificiel qui durcissait aussi vite que le mastic de Seyssel et qui en présentait toutes les apparences. Malheureusement, il ne résiste guère aux fortes chaleurs et n'a en somme qu'une durée très-limitée.

C'est à cette époque que l'engouement pour les bitumes prit un si grand développement.

L'antiquité la plus reculée avait employé le bitume dans ses constructions. Les livres saints nous apprennent que la tour de Babel fut construite avec du bitume, servant à cimenter les pierres. (Le Seigneur avait dit à Noé : *bituminabis bitumine*).

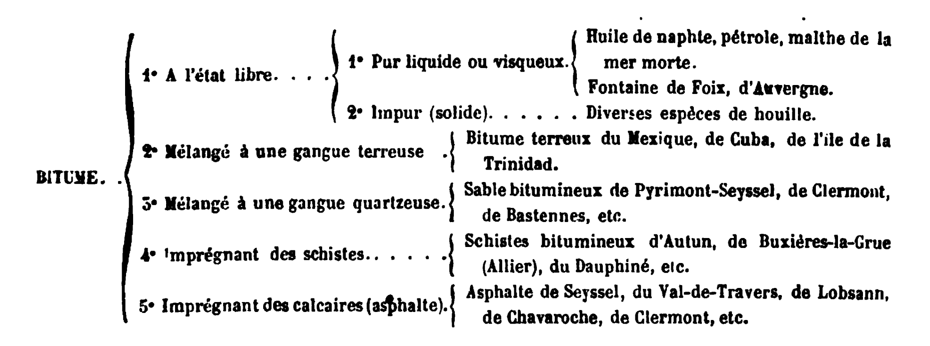
Cela n'étonne pas quand on songe que l'Asie mineure, et particulièrement la Judée, est riche en bitume ; sur le lac Asphaltite ou mer Morte le bitume surnage et il est facile de le recueillir.

L'asphalte, qui est un calcaire chargé de bitume, se rencontre aussi dans bien des édifices de l'antiquité.

Ces deux produits, longtemps méconnus et négligés, ont reparu depuis une trentaine d'années ; accueillis d'abord avec un engouement excessif, ils ont été conservés et rendent aujourd'hui de précieux services à l'art du constructeur.

Leur préparation et leur composition sont encore peu connues ; nous prendrons pour guides, dans cette étude, les mémoires publiés par MM. Partiot et de Coulaine, ingénieurs des ponts et chaussées, Léon Malo, ingénieur des chemins du Midi, et Homberg, inspecteur général des ponts et chaussées.

Bitume. — Le bitume comprend une classe de composés, qui semblent formés, comme les corps gras, de la réunion de deux corps : un carbure C^mH^n et un carbure oxygéné $C^pH^qO^r$. Suivant la composition de ces carbures, on a des bitumes de nature différente, que M. Léon Malo réunit dans le tableau suivant :



BITUME.	1° A l'état libre.	1° Pur liquide ou visqueux.	Huile de naphte, pétrole, malthe de la mer morte. Fontaine de Foix, d'Auvergne.
		2° Impur (solide).	Diverses espèces de houille.
	2° Mélangé à une gangue terreuse.		Bitume terreux du Mexique, de Cuba, de l'île de la Trinidad.
	3° Mélangé à une gangue quartzeuse.		Sable bitumineux de Pyrimont-Seyssel, de Clermont, de Bastennes, etc.
	4° Imprégnant des schistes.		Schistes bitumineux d'Autun, de Buxières-la-Grue (Allier), du Dauphiné, etc.
	5° Imprégnant des calcaires (asphalte).		Asphalte de Seyssel, du Val-de-Travers, de Lobsann, de Chavaroche, de Clermont, etc.

Les bitumes, dit M. de Coulaine, appartiennent à la classe des combustibles minéraux. A la température ordinaire, ils sont tantôt secs et cassants, tantôt mous, poisseux et même liquides. Dans l'état intermédiaire, ils s'étendent et coulent lentement ; on les voit aussi céder progressivement sous le poids du corps

le plus léger tandis qu'un corps beaucoup plus lourd, lancé sur leur surface, rebondit sans laisser de trace sensible.

Ils éprouvent par le froid une très-forte contraction.

Ils fondent complétement un peu au-dessus de 100°. De 120 à 140° ils répandent des fumées très-épaisses et entrent en ébullition. Le produit de la distillation est une huile dont les propriétés varient suivant la nature du goudron.

A mesure que cette distillation s'avance, la liquidité et la souplesse du bitume diminuent de plus en plus. Lorsqu'enfin les vapeurs ont presque entièrement cessé, il ne reste qu'une substance noire, brillante, très-cassante à la température ordinaire, et qui, par un feu très-prolongé, se décompose avec la plus grande facilité.

En mettant en contact les deux éléments qui ont été séparés par la chaleur, ils se réunissent de nouveau et reproduisent le bitume soumis primitivement à l'expérience.

Les bitumes minéraux présentent donc une composition semblable à celle des corps gras, et contiennent deux principes analogues à la stéarine et à l'oléine. C'est de cette composition, qui jusqu'ici ne nous semble pas avoir été remarquée, que découlent toutes les propriétés des bitumes, ainsi que celles des mastics dont ils forment la base principale.

On n'avait pas encore assigné la cause des différences qu'on observe dans leur qualité ; elle parait résider entièrement dans la nature de l'huile qu'ils renferment.

Ainsi, l'huile que contient le bitume appelé goudron de houille ou coaltar, répand une odeur très-désagréable semblable à celle du goudron lui-même ; parfaitement limpide et incolore lorsqu'elle vient d'être distillée, elle se colore et se charbonne au contact de l'air. Elle est très-volatile, même à la température ordinaire. Aussi le goudron de houille se dessèche-t-il avec la plus grande rapidité, et ne produit-il (par son mélange au calcaire) que des mastics cassants. Vainement, en ménageant le feu, obtient-on une consistance convenable ; cette consistance s'altère promptement par l'évaporation spontanée de l'huile dont il vient d'être question.

Le bitume de Bastennes, au contraire, fournit une huile beaucoup plus fixe, beaucoup plus consistante, qui ne s'évapore pas sensiblement à l'air libre. Aussi compose-t-on avec ce bitume des mastics excellents.

Les lignes précédentes nous apprennent qu'il faut éviter l'emploi du goudron de gaz, que l'on a cherché souvent à substituer au bitume naturel, par raison d'économie. C'est à lui que l'on doit de nombreux insuccès, qui avaient rendu le public très-méfiant à l'égard des mastics bitumineux.

Toutefois en distillant convenablement le goudron de gaz, et en remplaçant l'huile volatile qui se dégage par une huile fixe, on fabrique ce qu'on appelle la lave fusible, qui dans certains cas est susceptible d'un bon emploi ; mais la réduction du goudron n'est jamais complète, parce qu'en voulant chasser toute l'huile volatile, on décompose la matière ; de sorte que ces produits artificiels ne peuvent jamais égaler les mastics à base de bitume naturel.

De l'asphalte. — Le second élément qui entre dans un mastic bitumineux, c'est le calcaire.

Dans les mastics artificiels, on se sert de calcaire pur et pulvérulent, par exemple la craie blanche de Meudon, réduite en poudre fine. Il faut que le calcaire soit exempt de souffre, si l'on ne veut obtenir un mastic cassant.

Mais, le seul calcaire à employer pour former un bon mastic, est le calcaire

bitumineux naturel, auquel il faut conserver le nom d'asphalte. Les molécules de ce calcaire ont été imprégnées de bitume, probablement sous l'influence d'une pression considérable, lors d'une des révolutions du globe ; et la pénétration des deux éléments a atteint une perfection que les moyens mécaniques n'ont pu obtenir jusqu'à présent.

Le bitume libre est très-répandu (mer Morte, fontaine de Poix) ; il imprègne souvent des sables quartzeux, comme à Pyrimont-Seyssel dans l'Ain, et à Bastennes dans les Landes ; ce dernier gisement est épuisé depuis quelques années. On le trouve aussi mélangé à des schistes (Autun, Dauphiné, etc.) d'où l'on extrait par distillation une huile minérale, employée à l'éclairage sous le nom de schiste.

Quant au calcaire bitumineux ou asphalte proprement dit, la plus rare des manifestations du bitume, c'est, dit M. Malo, une roche formée de 90 à 94 0/0 de carbonate de chaux pur et de 10 à 6 0/0 de bitume. Son aspect est celui de la pierre à plâtre, sa couleur celle du chocolat foncé; lorsqu'on la coupe la surface entamée présente cette apparence blanchâtre que le couteau laisse aussi sur le chocolat ; le grain est fin, et lorsqu'on en examine attentivement la structure, on reconnaît que chaque molécule de calcaire est environnée d'une couche presque atomique de bitume ; tout grain est ainsi isolé de son voisin par un vernis qui sert en même temps à les coller l'un à l'autre. Pendant les chaleurs ce vernis devient visqueux et souvent le poids seul d'un bloc suffit pour le rompre en deux ou plusieurs fragments ; dans l'hiver au contraire le bitume devient sec et la roche possède une dureté remarquable.

On connaît en Europe un très-petit nombre de gisements d'asphalte, appartenant à la partie supérieure du terrain jurassique, et situés sur une ligne parallèle au Jura ; si l'on se reporte à ce que nous avons dit en géologie sur les systèmes de montagnes, on admettra comme probable que la formation de l'asphalte est un phénomène corrélatif de l'apparition du massif du Jura, et produit sans doute par la même cause violente.

Cette ligne, qui va de Wissembourg à Chambéry, rencontre les quatre mines qui nous fournissent d'asphalte : Lobsann, le Val-de-Travers, Seyssel et Volant, enfin Chavaroche.

L'exploitation de l'asphalte se fait dans des carrières à ciel ouvert ou à galerie. A l'air libre, l'exploitation est difficile en été, car la masse se ramollit et les mines sont inefficaces.

La roche est cassée en fragments de la grosseur du caillou de route : cette opération facile en hiver, devient très-difficile en été parce que le marteau ne peut que ramollir la masse.

Après le cassage, vient la pulvérisation, qui peut se faire à chaud ou à froid.

Pour la pulvérisation à froid, on a recours au manége analogue au manége à mortier, ou au moulin à noix, sorte de moulin à café de grandes dimensions. La poudre recueillie est blutée et livrée au commerce.

On fait aussi la pulvérisation à chaud, qui consiste à placer les morceaux d'asphalte dans des caisses en tôle que l'on met au four ; le bitume se ramollit, les molécules calcaires ne sont plus cimentées et se séparent. On passe la poussière au tamis pour en séparer les incuits, appelés grabons.

Le mastic bitumineux est vendu dans le commerce sous forme de pains cylindriques aplatis ; voici comme il se prépare :

On a de grandes chaudières cylindriques à retour de flamme, dont l'axe est mobile et porte une série de palettes formant agitateur ; dans ces chaudières on

fait fondre d'abord 100 kil. de bitume, puis on projette, pelletée par pelletée, la poudre d'asphalte qui s'incorpore au bitume. La pâte s'épaissit peu à peu, et il arrive un moment où elle s'attache au fond de la chaudière et aux palettes de l'agitateur ; on s'arrête alors, et l'on reconnaît qu'on a ajouté aux 100 kil. de bitume 1,400 kil. d'asphalte pulvérisé.

Le mastic est coulé dans des moules, d'où il sort avec une couleur noire à reflets rougeâtres ; c'est un corps élastique et infusible au soleil le plus ardent.

Le mastic est d'autant meilleur que le bitume employé pour faciliter la fusion de l'asphalte ressemble davantage au bitume dont est composé cet asphalte lui-même.

On obtient ce bitume par divers procédés : 1° on le trouve à l'état natif et très-pur, comme à la fontaine de Poix en Auvergne ; 2° on l'extrait de la molasse qui en est imprégnée : cette roche est jetée dans des chaudières pleines d'eau bouillante, elle se désagrége, le sable tombe au fond et s'amasse sous forme de grains blancs, le bitume surnage et on l'enlève avec des cuillers. On le purifie par un second traitement à l'eau bouillante. Toutefois, le bitume, extrait du sable quartzeux à grain fin, en retient toujours une certaine quantité ; 3° le bitume terreux de la Trinité a perdu une partie de son huile volatile ; on lui en ajoute, et on fond le mélange ; la terre tombe au fond de la chaudière ; le bitume surnage et on le sépare par décantation ; 4° viennent ensuite le bitume ou goudron de houille, et le bitume de suif qui renferme toujours des éléments graisseux ; ce dernier surtout est à proscrire dans une bonne construction.

Trottoirs en mastic d'asphalte. — Il y a longtemps déjà que ces trottoirs ont pris naissance, et ils ont été accueillis, on le comprend, avec la plus grande faveur. Voici comment M. Léon Malo en explique la confection :

Un trottoir se compose de :

Une couche de béton de $0^m,05$ à $0^m,10$;
Une couche de mastic de $0^m,015$ à 0,020;

Lorsqu'on veut construire un trottoir, on commence par s'assurer que le terrain sur lequel il reposera est ferme et sans germe de tassement; le tassement est la mort des trottoirs en asphalte. Après avoir damé fortement le sol, on coule le béton.

Le béton doit être fabriqué avec de la chaux parfaitement éteinte, dans la proportion ordinaire; si la chaux renferme des parties encore vives, il arrive souvent que ces parties s'éteignent, soit au moment où la couche d'asphalte vient d'être posée, soit longtemps après; dans les deux cas, des soufflures se forment dans l'asphalte, et le trottoir périt s'il n'est pas immédiatement réparé

Lorsque le béton régalé et pilonné est parfaitement sec, on procède à la coulée du mastic.

Le mastic avant d'être coulé est mélangé de gravier en proportion variable, selon l'épaisseur de la couche, la circulation probable et la température maxima de la localité; le gravier est non-seulement utile comme matière inerte chargée de diminuer la quantité de mastic employée, c'est un élément indispensable destiné à atténuer l'action de la chaleur ambiante et des rayons du soleil; plus le mastic renferme de gravier, moins le dallage est fusible.

Le mastic qui sert au dallage des trottoirs de Paris est ainsi composé.

Par mètre :

Mastic d'asphalte de Seyssel.	23^k
Gravier.	1^k
Bitume libre pour aider à la fusion.	$1^k,05$

L'opération est conduite de la manière suivante :

Dans une chaudière construite spécialement pour ce genre d'ouvrage et placée à côté du travail à exécuter, on met d'abord une certaine quantité de bitume destiné à aider à la fusion du mastic et à remplacer les huiles perdues par l'évaporation ; pour les chaudières ordinaires contenant la valeur de 9 mètres carrés de dallage, la quantité de bitume est à peu près de 12 à 15 kilogrammes.

Le bitume fondu, on jette dedans les pains de mastic brisés en huit ou dix morceaux, et on laisse chauffer. Lorsque la liquéfaction est complète, on verse le gravier et on brasse le mélange jusqu'à ce qu'il soit bien liquide et que tous les grains de gravier soient imprégnés ; alors on procède à la coulée. Un manœuvre verse avec un pochon sur la couche de béton la matière qu'un autre ouvrier, l'*applicateur*, étend avec une spatule, lisse d'une manière uniforme et saupoudre de sable fin. Le rôle de l'applicateur est très-délicat, et ce n'est qu'après une longue expérience qu'un ouvrier parvient à bien saisir le moment où le mélange est bon à couler, à l'étendre sur le béton avec assez de précision pour rendre la couche uniforme et à opérer assez rapidement pour que le mastic ne se refroidisse pas avant d'être réduit à l'épaisseur voulue ; le choix des ouvriers applicateurs est donc d'une grande importance pour l'exécution des travaux d'asphalte, et c'est par leur inhabileté que souvent des trottoirs, même construits avec de bons matériaux, ont péri.

La durée des trottoirs en asphalte établis dans de bonnes conditions n'est pas encore connue ; des trottoirs construits dès l'origine de la découverte, c'est-à-dire en 1838, 1839 et 1840, existent encore ; en 1860, on en voyait à Lyon, place des Célestins, place des Terreaux et sur le quai de l'Hôpital qui, depuis vingt-deux ans, avaient été à peine réparés. En supposant une épaisseur de $0^m,022$, on peut fixer à vingt-cinq ans la durée maxima, mais on doit limiter la durée moyenne à vingt ans.

Un trottoir bien fait doit s'user, pour ainsi dire jusqu'à la corde avant de se détruire ; on admettra donc qu'un trottoir établi soigneusement avec des matières authentiques perdra tous les ans 1/25 de son épaisseur, et ne succombera que lorsque cette épaisseur ne sera plus que de $0^m,003$ à $0^m,004$.

Le prix des trottoirs en asphalte est à Paris, en y comprenant une forme de $0^m,10$ de béton, de 6 francs par mètre carré. »

Chaussées en mastic d'asphalte. — Le mastic bitumineux d'asphalte est aujourd'hui réservé à la confection des trottoirs, des bassins et réservoirs étanches, des chapes destinées à protéger les maçonneries contre l'eau. On ne l'emploie guère en chaussée.

Cependant il existe à Lyon à peu près 10,000 mètres carrés de chaussées en mastic d'asphalte et on en est très-content. Sur une fondation en béton de $0^m,10$ d'épaisseur, on établit une chaussée de $0^m,05$ d'épaisseur formée de $\frac{3}{5}$ de mastic bitumineux et de $\frac{2}{5}$ de gravier.

A Paris, on n'emploie plus que la roche asphaltique pure que l'on comprime à chaud comme nous l'allons voir.

Chaussées en asphalte comprimé, à Paris. — « Les chaussées d'empierrement, dit M. Homberg, ont sur les chaussées pavées des avantages très-appréciables ; elles fatiguent moins les voitures et les chevaux, sont bien moins bruyantes et ne causent pas aux édifices qui les bordent ces vibrations incessantes qui nuisent à leur solidité et abrégent leur durée ; mais à Paris, sous la grande fréquentation à laquelle elles sont soumises, elles présentent, malgré les soins et

les dépenses, de graves inconvénients qui compensent, en grande partie au moins, leurs avantages.

Les nombreux piétons qui parcourent ces voies souffrent beaucoup de la couche épaisse de boue dont elles se couvrent en temps de pluie, quelque soin que l'on prenne pour la prévénir ou l'enlever; ces soins eux-mêmes, ainsi que les réparations incessantes qu'exige l'entretien, sont des entraves pour la circulation.

On a donc dû naturellement chercher un système de chaussée qui, tout en ayant sur les voies pavées les avantages qui leur font préférer les empierrements, ne présentassent pas les inconvénients de ces derniers.

Des essais nombreux avaient déjà été faits sans succès avec des bétons calcaires lorsque, vers 1835, les mastics bitumineux furent connus et utilisés avec un grand succès pour les dallages de trottoirs. Dès lors, de nombreux essais furent tentés, avec plus ou moins de succès, pour employer ces mêmes mastics à la construction des chaussées, et enfin, après vingt ans de tentatives faites avec les mastics de bitume fondu, on est arrivé, par l'emploi de la roche asphaltique pure, à construire des chaussées qui paraissent résoudre, ou à très-peu près, le problème cherché avec tant de persévérance. »

On sait, disent MM. Chabrier et Gauthier, ingénieurs de la Compagnie générale des asphaltes, qu'en chauffant à environ 100° la roche d'asphalte elle se désagrége par le ramollissement du bitume et se délite en une sorte de poudre brune, qui met à nu les granules de carbonate de chaux imprégnés de bitume.

Si, dans cet état et pendant que la poussière est encore chaude, on la comprime dans un moule, les molécules se recollent les unes aux autres et la matière reprend, par le refroidissement, mais sous la forme nouvelle qu'on lui a donnée, l'aspect, la dureté et, en général, toutes les propriétés de la roche primitive.

L'invention du procédé qu'on applique maintenant à un grand nombre des chaussées de Paris est due en quelque sorte au hasard. Les charrettes, qui transportaient l'asphalte des mines de Seyssel aux usines où se préparent le mastic destiné à la confection des trottoirs, laissaient souvent tomber sur les chemins des fragments que les roues écrasaient; puis, lorsque la route était couverte de ces débris et que le soleil survenait, la couleur noire de la masse facilitant son échauffement, la décrépitation se produisait spontanément, et les voitures, comprimant petit à petit la poudre accumulée, finissaient par former une croûte solide qui n'était autre chose qu'une chaussée naturelle en asphalte comprimé.

Ce fut un ingénieur suisse, M. Mérian, qui, le premier, en 1849, mit à profit cette leçon du hasard, et construisit sur la route cantonale du val de Travers une chaussée en asphalte.

Malgré l'instabilité de son assiette et l'irrégularité de son entretien, cette chaussée est encore en parfait état.

En 1850, M. l'inspecteur général Darcy, dans son rapport de mission à Londres déjà cité plusieurs fois, déclarait que la solution de la question si importante et si controversée de la viabilité dans les villes se trouve dans l'emploi judicieux de la roche asphaltique; il allait même jusqu'à en proposer l'application immédiate sur une partie des boulevards de Paris.

Ce ne fut cependant qu'en 1854 que la première chaussée en asphalte comprimé fut, par les soins de MM. Homberg et Vaudrey, ingénieurs du service municipal, établie à Paris rue Bergère, sur les débris d'un essai où le bitume avait joué un rôle, mais qui n'avait duré que quelques mois. Depuis ce moment jus-

qu'en 1869, la chaussée de la rue Bergère, sauf la portion située en face de la rue du Conservatoire, qui est en asphalte coulé comme les trottoirs, n'a jamais été réparée.

A partir de 1854, le système des chaussées en asphalte s'est rapidement développé; occupant au début une superficie de 700 à 800 mètres, il occupait, en 1858, 8,000 mètres, et, en 1849, plus de 120,000 mètres superficiels.

La couche d'asphalte s'établit d'ordinaire sur une couche de béton de bonne qualité de 0^m,10 de hauteur; ce béton est parfaitement dressé suivant la convexité voulue pour la chaussée. Si le sous-sol était médiocre, on ferait bien de porter la couche de béton à 0^m,15. D'un autre côté, si l'on avait affaire à une bonne vieille chaussée empierrée bien résistante, on pourrait se dispenser du béton, et se contenter de dresser convenablement la surface avant de la recouvrir d'asphalte.

En 1859, on dépava la rue Neuve-des-Petits-Champs pour substituer de l'asphalte au pavé; mais l'opération fut exécutée par une saison humide et pluvieuse, et le béton ne put jamais être complétement asséché. Cependant, on le recouvrit d'asphalte afin de ne point entraver plus longtemps la circulation; mais on ne tarda point à se repentir de cette précipitation, car, au bout de quelques jours, la chaussée se boursoufla, se crevassa, et se couvrit de flaches et d'ornières; la cause en était à l'humidité du béton, l'eau qu'il contenait s'était partiellement vaporisée sous l'influence de l'asphalte chaud, et la vapeur formée s'était logée sous la couche d'asphalte qu'elle avait boursouflée; plus tard, quand cette vapeur fut retournée à l'état liquide, l'asphalte non soutenu, s'effondra sous la moindre pression et les disjonctions se manifestèrent de toutes parts. On dut refaire le travail; le temps fut cette fois favorable, et le béton bien sec, de sorte qu'on réussit parfaitement, et que depuis ce temps la chaussée s'est parfaitement conservée.

La roche asphaltique est expédiée de Seyssel en pavés; on la fait d'abord passer au concasseur; le concasseur se compose de deux paires de rouleaux cannelés superposés; l'écartement des premiers est plus grand que l'écartement des seconds, et la roche s'échappe de ceux-ci en morceaux de la grosseur du caillou de route. Ces morceaux tombent dans les godets d'une toile sans fin, sorte de drague inclinée, qui les remonte et va les déverser au-dessus des cylindres broyeurs. On se sert d'ordinaire de l'appareil appelé broyeur universel de Carr, que l'on rencontre aussi dans d'autres industries : cet appareil se compose d'une série de lanternes montées sur le même axe, chaque lanterne comprend un moyeu et une couronne en fonte, sur laquelle sont implantés des barreaux en fer plus ou moins espacés, ces barreaux sont comme les génératrices d'un cylindre; on dispose ainsi un plus ou moins grand nombre de lanternes dont le rayon va croissant, et deux lanternes voisines tournent en sens contraire. La matière à pulvériser est introduite au centre de l'appareil, elle tombe sur les barreaux de la plus petite lanterne, qui la choquent et se la renvoient; les morceaux qui traversent la première lanterne rencontrent la seconde, d'où un nouveau choc inverse et ainsi de suite; la matière est donc peu à peu désagrégée et broyée. Pour l'asphalte, quatre lanternes suffisent à le pulvériser.

La poudre passe du broyeur universel dans un torréfacteur fixe, qui ressemble identiquement au cylindre à brûler le café. Sur un foyer au charbon de terre est placé un cylindre longitudinal, animé d'un mouvement lent de rotation autour de son axe. On charge chaque fois 3,500 kilogrammes de poudre d'asphalte qu'on chauffe pendant une heure un quart; puis on la met dans des voitures en

tôle pour la transporter au lieu d'emploi; cette poudre est peu conductrice de la chaleur, et, moyennant quelques précautions, elle ne se refroidit pas sensiblement pendant le trajet.

On l'amène donc à pied d'œuvre, et on la répand à la pelle et au râteau sur la forme de béton, bien dressée, bien damée et bien sèche. Pour comprimer l'asphalte ainsi étendu, on se sert des outils suivants : 1° un pilon en fonte à base circulaire du poids de 10 kilogrammes ; 2° un fouloir à base rectangulaire légèrement convexe du poids de 8 kilogrammes ; 3° un lissoir de même forme, mais à manche incliné, que l'on fait glisser à la surface de la chaussée et qui pèse 17 kilogrammes ; 4° un rouleau chauffeur du poids de 250 kilogrammes, que l'on manœuvre à bras; c'est un cylindre en fonte à l'intérieur duquel est un foyer au charbon de terre, ce foyer est porté sur un axe qui tourne dans des coussinets ménagés dans les bases du rouleau, de sorte que le foyer reste fixe pendant que le rouleau tourne.

La compression sur les bords près des trottoirs se fait avec le fouloir; la compression sur la chaussée se commence avec le pilon et s'achève avec le rouleau, que l'on manœuvre transversalement à l'axe de la rue, en avançant à chaque oscillation d'une petite quantité de manière à passer plusieurs fois au même endroit.

Le lissoir, que l'on promène doucement à la surface, et qui, comme le rouleau, n'agit que par son poids, sert à finir le travail.

Les divers outils, autres que le rouleau, sont chauffés dans un fourneau portatif qui se trouve sur le chantier.

Il ne faut pas croire que l'on chauffe les outils pour qu'ils transmettent leur chaleur à l'asphalte ; celui-ci est suffisamment chaud pour s'agglutiner par simple pression, mais il adhèrerait aux surfaces froides et se lèverait par plaquettes.

Quand la couche d'asphalte est presque froide et bien lissée, on achève la compression par un grand rouleau double en fonte de $1^m,50$ de diamètre.

Les réparations des chaussées en asphalte comprimé sont très-faciles; lorsqu'il s'agit de mettre une pièce, on en découpe les bords avec une hachette, et l'on applique de la poudre neuve comme il a été dit plus haut.

La figure 6 de la planche X donnent les profils de chaussées, asphaltées en partie ou en totalité, avec trottoirs en mastic d'asphalte.

Pour terminer les notions précédentes, nous ne pouvons mieux faire que de reproduire ici les conclusions de M. l'inspecteur général Homberg, dans son mémoire de 1865 :

En général, les chaussées en asphalte comprimé, construites depuis quelques années, se sont bien comportées et paraissent, comme nous l'avons dit, résoudre à peu près le problème que l'on s'était posé de construire des chaussées réunissant les avantages des empierrements et des pavages sans en avoir les inconvénients. Elles sont unies, exemptes de boue et de poussière, et peu glissantes lorsqu'elles sont bien propres et qu'on a soin d'enlever, par de fréquents lavages, la boue grasse qui les recouvre, ou de les sabler légèrement. D'après des expériences faites en diverses saisons, la traction y est facile pendant la plus grande partie de l'année : le coefficient de cette traction n'atteint celui des empierrements récents que pendant les grandes chaleurs et n'atteint pas même celui des pavages tant que le thermomètre est au-dessous de 10 degrés.

Leur prix de construction à Paris n'est pas supérieur au prix moyen des pavages un peu soignés ; d'après le marché actuel, le mètre carré de chaussée en asphalte comprimé, de $0^m,04$ d'épaisseur, sur couche de béton de $0^m,10$ coûte

14 francs; chaque centimètre d'excédant d'épaisseur coûte 1 franc par mètre : pour les voies les plus fatiguées, on donne ordinairement $0^m,05$, ce qui porte le prix du mètre carré à 15 francs.

Les réparations de ces chaussées sont faciles; toutefois on n'a pu parvenir, jusqu'à ce jour, à recharger les parties usées ou flacheuses ; la poudre d'asphalte, étendue en couche trop mince, ne conserve pas sa chaleur suffisamment pour pouvoir s'agglutiner et se souder à l'asphalte déjà comprimé ; il faut enlever les parties à réparer, mais il suffit d'arracher ces parties en coupant net les bords et de remplir la cavité avec de la poudre chaude que l'on pilonne fortement, l'asphalte qui en provient, lorsqu'il n'a pas été altéré, peut d'ailleurs être réemployé pour faire du mastic bitumineux, aussi bien que la roche, dans son état primitif. Ces petites portions neuves de chaussée se relient parfaitement avec les parties adjacentes et, peu de temps après, il n'est plus possible de voir les lignes de jonction.

La chaussée de la rue Neuve-des-Petits-Champs ayant été exécutée dans de mauvaises conditions, par un temps froid et humide, avait fort mal réussi ; elle a dû être refaite presque entièrement, par petites parties et sans intercepter la circulation ; sauf la régularité du profil qui en a souffert, cette chaussée s'est trouvée, au bout d'une année, aussi bonne que si elle eût été construite régulièrement.

Le plus grand défaut des chaussées en asphalte comprimé est encore celui que nous avons signalé et qui a fait abandonner les chaussées en bitume à froid de M. de Coulaine, c'est-à-dire la difficulté de les construire et de les réparer convenablement par les temps froids et humides.

En apportant la poudre dans des caisses bien fermées, en séchant avec soin la fondation et en opérant à couvert sous une bâche, on peut réussir à appliquer par tous les temps, et l'expérience a prouvé que quelques chaussées, exécutées dans les saisons les plus mauvaises, ont donné de bons résultats; mais ces précautions sont difficiles à observer, et il est bien rare que l'on puisse obtenir des ouvriers tout le soin que le travail exige alors; aussi la plupart des travaux de ce genre, exécutés l'hiver, n'ont aucune durée.

L'hiver de 1864-1865 ayant été très-long, beaucoup de nos chaussées, qui avaient très-bien résisté les années précédentes, ont été presque complétement détruites, et les réparations du printemps 1865 ont été considérables. Les dégradations qui se sont produites dès les derniers mois de 1864 n'ont pu être convenablement réparées qu'en avril et en mai 1865, et dans ces chaussées, comme dans celles en empierrement, les plus légères dégradations, non réparées à temps, atteignent promptement une grande importance.

Tant que l'on ne sera pas parvenu à exécuter, facilement et d'une manière certaine, les travaux d'asphalte comprimé, par tous les temps, il ne sera pas possible d'en généraliser l'emploi à Paris, et on ne pourra être fixé sur le prix moyen de leur entretien; ce prix, jusqu'à ce jour, a été tellement variable, suivant les circonstances, qu'on n'a pu le connaître; il paraît toutefois devoir varier entre 1 et 2 francs.

Un autre inconvénient grave que présentent, à Paris, les chaussées en asphalte, et qui s'oppose à leur généralisation, est l'altération rapide qu'éprouve le bitume sous l'action du gaz. Lorsque une fuite de gaz a lieu sur une conduite posée en terre sous une chaussée asphaltique, on ne peut la reconnaître de suite ; le gaz finit toujours par atteindre l'asphalte et lui fait éprouver une altération qui gagne progressivement jusqu'à sa surface; l'asphalte devient mou et spon-

gieux et ne résiste plus à l'action du roulage et aux pieds des chevaux. On ne peut donc établir de chaussée de cette nature que dans les rues où les conduites de gaz sont placées sous les trottoirs. Dans les rues nouvellement canalisées, c'est ainsi qu'elles sont, en général, disposées; mais dans les anciennes rues, elles sont ordinairement placées sous les chaussées, et le traité passé entre la ville et la compagnie d'éclairage ne permet pas d'exiger d'elle le déplacement de ces conduites pour les reporter sous les trottoirs.

Toutefois l'asphalte comprimé, si facile à entretenir constamment en bon état de propreté, et ne causant ni bruit ni trépidations dans les édifices, a de tels avantages sur le pavage et le macadam, que tous les habitants de Paris sollicitent son emploi dans les rues où ils demeurent. On réclame surtout son établissement aux abords des églises, des administrations publiques et des théâtres, pour lesquels le bruit incessant des voitures devient une gène insupportable, et l'administration municipale est forcée chaque année d'étendre ce nouveau mode de chaussée.

Comme nous l'avons dit, une seule roche cependant, celle du val de Travers, contient la proportion convenable de bitume pour former ces chaussées; aussi l'on a depuis longtemps cherché à composer de toute pièce cette roche asphaltique. Ce problème paraissait en effet facile à résoudre; car, si on lave avec de la benzine ou du sulfure de carbone de la roche du val de Travers pulvérisée, tout le bitume est dissous, le calcaire reste pur et blanc au fond du vase, et l'évaporation du liquide dissolvant permet de recueillir le bitume parfaitement pur. Il semble donc qu'il doit être aisé d'imprégner du calcaire pulvérisé de bitume dans la proportion voulue pour obtenir l'asphalte le plus convenable au but que l'on se propose. Jusqu'à présent cependant l'expérience a déjoué tous les essais. Il est vrai que l'on a toujours essayé de pénétrer le calcaire de bitume en employant seulement la chaleur et en se contentant de mélanger du calcaire en poudre avec du bitume en fusion. Or, pour conserver le bitume à la température voulue pour le maintenir en fusion, et pour pouvoir malaxer suffisamment ce mélange pâteux, il faut le chauffer longtemps à une température de 160 degrés au moins, et comme le degré où le bitume se volatilise et se décompose est très-près de celui de sa fusion, il s'altérait probablement pendant l'opération. De plus, le bitume fondu restant toujours plus ou moins visqueux, il ne pénétrait pas intimement les particules de calcaire avec lesquelles il était en contact et l'on ne parvenait pas ainsi à obtenir cette union complète et pour ainsi dire des molécules que la nature a produite dans les roches asphaltiques par des moyens qui nous sont inconnus, et qui ne sont pas d'ailleurs à la disposition de l'industrie humaine.

Consolidation des chaussées. — Nous n'avons pas parlé jusqu'à présent des routes à ouvrir dans des terrains difficiles, qui exigent soit des fondations épaisses, soit un drainage, soit des murs de soutènement, soit même des tunnels, soit encore des consolidations de talus.

Ces travaux ne sont pas, à vrai dire, particuliers aux routes; ils se rencontrent dans la construction des chemins de fer, des canaux, etc... Nous les avons décrits en détail dans le Cours d'exécution des travaux, auquel le lecteur voudra bien se reporter.

CHAPITRE III

ENTRETIEN DES CHAUSSÉES EMPIERRÉES ET DES CHAUSSÉES PAVÉES

I. — ENTRETIEN DES CHAUSSÉES EMPIERRÉES.

Il y a deux méthodes principales pour l'entretien des chaussées empierrées :

1° La méthode d'entretien par pièces, qui est encore d'un emploi général, et qui convient dans la majorité des cas, tant que la fréquentation des routes est peu considérable ;

2° La méthode d'entretien par rechargements généraux, qui convient surtout aux chaussées très-fréquentées, et qui suppose l'emploi du rouleau compresseur.

1° MÉTHODE D'ENTRETIEN PAR PIÈCES.

Entretien des routes avant le dix-neuvième siècle. — Avant le siècle actuel, les routes n'étaient l'objet d'aucun entretien suivi. Lorsqu'une chaussée devenait par trop mauvaise, qu'elle se trouvait coupée et effondrée,on avait recours à la corvée pour faire transporter des matériaux ramassés de toutes parts que l'on jetait pêle-mêle dans les ornières et les flaches, sans s'inquiéter d'enlever la boue ou la poussière. Le roulage était chargé de faire prendre ce mélange, et l'on conçoit sans peine qu'on ne pouvait arriver de la sorte qu'à de médiocres résultats.

Trésaguet, le premier, eut l'idée d'organiser un entretien continu ; il chargeait l'entrepreneur de la construction d'une route neuve d'approvisionner sur les accotements des cailloux, graviers ou menues pierrailles dures et de bonne qualité, ramassés dans les champs ou cassés selon l'espèce de matériaux que les localités pouvaient fournir. Ces matériaux devaient être disposés en petits tas côniques, espacés de 10 en 10 toises environ, et l'entrepreneur remplaçait immédiatement ceux qu'absorbait l'entretien.

Trésaguet, dans son mémoire, combat avec énergie l'ancienne méthode des réparations intermittentes :

« Il en coûte peu, dit-il, pour réparer une route journellement et à mesure que les dégradations commencent à se former, pour arrêter, par exemple, les progrès d'une ravine ou d'une ornière dans sa naissance ; cette marche maintient d'ail-

leurs dans toutes les saisons les routes dans le meilleur état. L'entrepreneur des entretiens, ainsi que le public, sont donc également intéressés à l'adoption de cette dernière méthode.

« L'entrepreneur divisera la route comprise dans son bail en plusieurs cantons, comme de village en village, si la distance n'est pas trop grande pour qu'un homme puisse aller à l'extrémité et revenir en un jour à son domicile ; il chargera un ouvrier, soit de ce village ou d'ailleurs, de veiller sur le canton de tel endroit à tel endroit; il pourra faire marché, à l'année ou à la toise courante, pour que cet ouvrier suive la route dans toute l'étendue de son canton exactement toutes les semaines, et plus souvent dans les mauvais temps. Cet ouvrier peut, à lui seul, réparer les petites dégradations qui auront pu se former en si peu de temps et en arrêter les progrès, soit en détournant les eaux, soit en comblant un commencement de ravine ou d'ornière. Il sera facile de trouver un ouvrier qui se charge de ce soin ; il n'y a pas d'habitant de la campagne qui ne recherche avec empressement un revenu fixe et assuré toute l'année sans quitter sa résidence, surtout ayant la liberté de faire le travail dont il est chargé à son aise et sans contrainte. »

Nous voyons commencer avec Trésaguet l'organisation du personnel des cantonniers qui, d'abord simples agents de l'entrepreneur, ne vont pas tarder à devenir des ouvriers spéciaux, payés directement par l'administration, commandés et surveillés par elle. Grâce à ce personnel sédentaire et bien dressé, les routes françaises ne tardèrent point à s'améliorer et à se développer sous le premier empire. L'organisation définitive du corps des ponts et chaussées contribua pour beaucoup à propager les saines méthodes d'entretien et à transformer en quelques années la viabilité de la France.

Méthode du point à temps, par Berthault-Ducreux. — Cependant, vers 1830, malgré les améliorations obtenues, il y avait encore beaucoup à faire.

La méthode des répandages en masse florissait dans beaucoup de départements ; on avait recours à une quantité d'auxiliaires et d'ateliers ambulants, tandis que les cantonniers étaient trop peu nombreux, mal guidés et mal surveillés ; les cantonniers chefs, qui plus tard furent si précieux, n'existaient point encore ; les mots d'ornières, de bourrelets, de rabattage, qui devraient être bannis du vocabulaire de l'ingénieur, étaient partout de mise ; on alliait dans les adjudications à la fourniture des pierres toute espèce de travaux d'art, et les baux comprenaient des étendues de route trop considérables, de sorte qu'on éteignait la concurrence.

M. Berthault-Ducreux, ingénieur des ponts et chaussées, dans un mémoire de 1834, expose nettement tous ces vices et donne le moyen d'arriver à un bon entretien.

Il remarque d'abord que, quel que soit le roulage auquel une chaussée est soumise, les dégradations n'y sont jamais instantanées ; ce n'est jamais qu'avec le temps que le roulage et les intempéries peuvent agir sur les routes ; les ingénieurs doivent donc mettre ce temps à profit et ne pas attendre, pour réparer le mal, qu'il ait fait des progrès.

« Cette observation, dit M. Bertault Ducreux, qui suffit seule pour donner toute sécurité, conduit aux préceptes suivants :

« 1° *Précepte fondamental.* Une chaussée bien polie, sans aspérités, reçoit de la circulation le minimum de dommage et lui cause le minimum de fatigue. Dès que le poli cesse et que les aspérités paraissent, il y a accroissement de souffrance, et pour la chaussée et pour le roulage. Le bon sens nous dit donc qu'il

faut réparer aussitôt, qu'il faut faire, comme la bonne ménagère, *un point a temps*.

« 2° *Second précepte*. Pour faire ce point à temps, il faut avoir constamment et en tout temps, sur les routes, une quantité suffisante d'ouvriers.

3° *Troisième précepte*. Des ouvriers, quelque nombreux qu'ils fussent, ne sauraient seuls réparer le mal ; il leur faut donc de la pierre disponible, et en tout temps, car en tout temps il peut y avoir dégradation. »

De ces préceptes, l'auteur conclut qu'il faut faire de l'entretien un véritable métier, y former une classe d'ouvriers distincts (les cantonniers) chargés seuls de toutes les réparations, confier la direction du travail à des ouvriers anciens et intelligents, qui prendront le titre de cantonniers chefs et qui dresseront les autres aux bonnes méthodes, et exercer une surveillance incessante par le moyen des cantonniers ambulants, des piqueurs et des conducteurs.

En ce qui touche la dépense pour la fourniture des pierres, il faut chercher les moyens de la réduire au minimum. Ces moyens sont : la multiplicité des lots qui les mettent à la portée immédiate des voituriers et cultivateurs de chaque canton, la disjonction des travaux d'art et des fournitures de pierres, la régularité dans les payements, la suppression de l'emmétrage, aujourd'hui généralisé.

Les précautions précédentes sont observées aujourd'hui presque partout. Cependant, l'emmétrage a été conservé. Nous pensons qu'il faut le proscrire, car il coûte au pays plusieurs centaines de milliers de francs par an et qu'il est inutile ; d'abord, il ne persiste pas et les tas se déforment bien vite, de sorte qu'ils ne sont pas beaucoup plus propres au bout de quelques jours que s'ils étaient simplement retroussés sur les accotements ; ensuite, au point de vue de la garantie du cube, il est bien facile de vérifier les tas qui paraissent les plus faibles, et d'appliquer le cube minimum ainsi obtenu à tous les tas de la fourniture ; cette simple clause forcera les entrepreneurs à se tenir sur leurs gardes.

Passant aux effets secondaires qui influent sur les routes, l'auteur ne trouve pas justifiée la funeste influence de la gelée sur les empierrementrs. Ce sont les alternatives de gelées et de dégels qui sont nuisibles, car les détritus de la surface s'attachent alors aux roues, qui enlèvent de larges plaquettes et qui désorganisent les emplois récemment faits. Le poli de la surface disparaît ; mais en somme, si la route est bien entretenue, il ne se forme pas d'ornières, et la chaussée ne tarde pas à reprendre son aspect primitif.

Ayant fait des expériences sur les quantités d'eau qu'absorbent les chaussées unies, M. Berthault reconnut que, sauf quelques exceptions, les absorptions ordinaires ne dépassent point 50 pour 100 du volume.

Plus loin, il s'élève avec énergie contre les rigoles et les écharpes transversales qu'on trouve encore de nos jours sur quelques routes, mais qui tendent à disparaître ; elles sont si préjudiciables aux voitures et aux personnes qu'il faut absolument les supprimer.

Quant à l'ébouage, il est fort ou faible suivant qu'il s'agit d'une chaussée longtemps négligée ou d'une bonne chaussée bien entretenue. Une chaussée longtemps abandonnée à elle-même est souvent imprégnée de boue et de détritus ; par un ébouage continu, on enlèvera tout l'excès de détritus, et on arrivera souvent à obtenir une bonne route sans addition de pierres neuves ; le résultat ne s'obtiendra qu'à la longue et souvent après plusieurs années. Au contraire, une chaussée ferme et roulante, bien entretenue, ne renferme plus que la proportion de détritus indispensable, et l'ébouage s'y borne à peu de chose.

Il saute aux yeux que ces principes, posés par M Berthault Ducreux, et dictés

par le simple bon sens, devaient faire beaucoup pour l'amélioration des chaussées; les résultats s'en firent rapidement sentir sur les routes dont cet ingénieur était chargé.

Observations de M. l'ingénieur Vignon. — Dans une note publiée en 1837, M. l'ingénieur Vignon revient sur les idées émises par M. Berthault Ducreux ; il les approuve d'une manière générale, cependant, il fait remarquer qu'il ne faut pas adopter des théories absolues sur l'entretien des routes, et qu'il convient de tenir compte de la différence des ressources que l'on rencontre d'une localité à une autre.

M. Vignon dit que le cassage des matériaux doit être fait par les entrepreneurs et non par les cantonniers ; on peut garder quelques tas de cailloux bruts pour occuper ceux-ci lorsque le temps ne leur permet pas de faire autre chose ; mais, en principe, ce travail ne convient point aux cantonniers, il ne peut être économique qu'autant qu'il est effectué par des ouvriers dont c'est la profession continue.

L'égalité de grosseur et la netteté absolue des pierres, recommandées par Mac-Adam, ne sont pas indispensables, et l'on peut admettre sur ce point une certaine tolérance. Les détritus ne font pas mal dans le caillou pourvu qu'ils ne soient ni boueux ni terreux et qu'ils se composent de graviers et d'éclats.

En ce qui touche l'égalité de grosseur des cailloux, nous pensons qu'il convient de s'en rapprocher le plus possible, surtout lorsqu'on emploie des matériaux durs ; c'est l'avis de bien des ingénieurs expérimentés. Avec des matériaux tendres, l'égalité de grosseur est moins à rechercher, car les cailloux se broient facilement et s'amalgament entre eux.

On a souvent tendance à employer plus de matériaux dans les parties planes et basses que dans les pentes ; cela tient à l'apparence des chaussées. Sur les pentes, les eaux entraînent la boue et la poussière, tandis que celles-ci séjournent sur les parties basses ; celles-ci paraissent donc plus molles et plus sales, et on est porté à y accumuler les matériaux. C'est un tort ; l'usure est peut-être plus forte sur les pentes, car le frottement des roues et la dégradation produite par les pieds des chevaux y sont beaucoup plus considérables, seulement, les pentes se trouvent nettoyées naturellement et présentent un meilleur aspect. Cela prouve qu'il faut porter la main-d'œuvre de l'ébouage et du balayage surtout sur les parties planes, mais qu'il ne convient pas d'y employer plus de cailloux que dans les côtes.

On a cru longtemps que l'absence d'ornières tenait à l'application du système de Mac-Adam ; c'est évidemment une erreur. Le système de Mac-Adam ne les empêcherait point s'il n'était accompagné d'un entretien continu ; c'est dans l'entretien continu et non dans le mode de construction qu'il faut voir la cause de l'absence d'ornières. Il est à remarquer encore qu'on évite plus facilement les ornières sur les chaussées larges et très-fréquentées, où les voitures se croisent en tous sens, que sur des chaussées étroites et peu fréquentées, où les voitures ont tendance à suivre le frayé et à se maintenir toujours dans l'axe.

La continuité de la main-d'œuvre, qui, comme l'a si bien fait remarquer M. Berhault, passe inaperçue dans la théorie de Mac-Adam, est précisément la cause du succès de sa pratique. C'est la condition nécessaire, indispensable, de la viabilité des routes en empierrement. Mais il faut que cette main-d'œuvre soit rationnelle et bien conduite. Elle consiste essentiellement dans le curage en tous temps et l'emploi des matériaux dans les flaches et ornières en tous temps (excepté les temps de gelée), mais préférablement dans les temps humides.

Cette recommandation de l'emploi en tous temps ne doit pas être aujourd'hui prise partout à la lettre, car bon nombre de chaussées sont peu fréquentées, et surtout peu fréquentées par de lourdes charges, et les pièces qu'on y poserait par un temps sec ne seraient jamais prises.

Ainsi, dans le département de l'Eure, nous tenons essentiellement, du moins dans notre service, à ce qu'il ne soit point posé un caillou sur les routes après le 1er janvier, car l'expérience nous a appris que les pièces postérieures à cette date ne faisaient jamais complètement prise et se désagrégeaient à la belle saison. Du reste, sur de bonnes routes, avec un entretien continu, on peut empêcher presque totalement, la formation des ornières et des flaches sans employer le moindre caillou.

M. Vignon n'est pas de l'avis de M. Berthault, qui repoussait absolument l'emploi des ouvriers auxiliaires et qui considérait toutes les opérations de l'entretien comme devant être faites avec art, c'est-à-dire uniquement par des cantonniers. Avec ce système on arrive à multiplier les cantonniers outre mesure, et, à certaines époques, on ne sait comment les occuper.

La pratique a donné raison à M. Vignon, et jusqu'à présent on a conservé les auxiliaires. En effet, il n'y a point besoin d'apprentissage spécial pour transporter des cailloux dans une brouette, pour piquer la surface d'une chaussée, pour piocher des accotements ou des fossés ; ce sont là des manœuvres de force qui conviennent parfaitement aux auxiliaires. Le cantonnier se réserve la direction du travail, le choix de l'emplacement des pièces, le répandage des cailloux et des détritus, et souvent l'ébouage et le balayage, opérations qui demandent à être exécutées avec une certaine délicatesse.

L'emploi des auxiliaires est évidemment le moyen de dépenser le moins possible, puisqu'on ne les prend que quand le besoin s'en fait sentir, c'est-à-dire surtout en hiver, où les travaux de la campagne languissent. Par là, on réduit le personnel des cantonniers au strict nécessaire, de telle sorte que chaque cantonnier soit toujours occupé à l'entretien proprement dit.

Cependant, on est limité dans cette voie par la longueur des cantons qu'on ne saurait augmenter outre mesure, si l'on ne veut faire perdre beaucoup de temps aux cantonniers. Mais on a la ressource des congés de moisson que l'on octroie d'office aux cantonniers pendant six semaines ou deux mois de l'été ; à ce moment, on n'emploie guère les cantonniers qu'à des travaux accessoires ou de luxe ; ils rendent plus de services au pays en travaillant aux champs, et on réalise ainsi une certaine économie qu'on peut reporter sur les matériaux ou sur la main-d'œuvre d'hiver.

« Dans mon opinion, disait M. Vignon en 1837, l'institution des cantonniers a sauvé et rétablira les routes de France ; l'établissement des cantonniers chefs lui a donné une nouvelle vigueur et a considérablement accru ses avantages. Cette institution me paraît si féconde, si nécessaire que je ne cesse de répéter à qui veut l'entendre qu'il n'y aura jamais de bons chemins vicinaux sans cantonniers. Mais je crains qu'on n'en diminue la valeur en l'étendant outre mesure, c'est-à-dire en ne voulant employer sur les routes, même les plus fréquentées, que des cantonniers, car, ainsi, on augmente beaucoup trop leur nombre, on accroît la dépense au delà des ressources ; pour faire du luxe d'un côté, il faudra se priver du nécessaire de l'autre. »

Ces réflexions sont encore justes ; l'emploi des cantonniers est indispensable, et on l'a bien senti dans les services vicinaux convenablement organisés. En usant largement des congés de moisson, on arrive avec les cantonniers séden-

taires à des résultats économiques satisfaisants; mais, il faut toujours se souvenir que la main-d'œuvre fait en grande partie les bonnes et belles routes et qu'il ne faut point trop lésiner sur ce point.

Quant à l'institution des cantonniers chefs, elle est devenue dans la pratique bien inférieure à ce qu'elle était autrefois; nous en dirons plus loin les raisons.

Mémoire de M. l'ingénieur Boisvillette en 1838. — En 1838, M. l'ingénieur Boisvillette, exposa dans un mémoire fort intéressant les moyens pratiques qui lui avaient parfaitement réussi pour l'entretien des routes dans le département d'Eure-et-Loir. Ce mémoire renferme d'utiles enseignements dont nous allons donner une analyse rapide.

L'auteur fait remarquer d'abord que les routes ont complétement changé de face du jour où l'entretien n'en a plus été abandonné à la routine des cantonniers, du jour où les ingénieurs, s'appuyant sur une étude expérimentale et raisonnée, ont mis en lumière et généralisé les saines méthodes d'entretien.

Une bonne route aujourd'hui, dit M. Boisvillette, en parfait état d'entretien, est à surface résistante et parfaitement unie, autant que possible sans poussière en été et sans boue en hiver, jamais tranchée de rouages, ondulée de flaches ni couverte de rechargements, toujours nette d'eau et de pierres roulantes.

La première chose à faire d'une vieille chaussée boueuse et défoncée, c'est de la ramener à l'état normal d'entretien. Les anciennes routes ont souvent une épaisseur considérable, mais elles renferment une proportion excessive de détritus de toutes natures; elles ont perdu leur bombement, quelquefois même sont devenues concaves; leurs accotements sont exhaussés et s'opposent à l'écoulement des eaux. Il s'agit avant tout: 1° de purger des matières usées et boueuses qu'elles renferment en excès ; 2° de leur restituer leur profil transversal primitif.

Le curage des sables, boues et matières usées, a pour but de débarrasser le corps de la chaussée d'un excédant de débris qui l'affaiblissent, et d'augmenter réciproquement la densité de la masse par la proportion de matériaux sains qui font sa solidité.

La présence du sable et des menus éclats est nécessaire à l'agrégation des empierrements, mais, pour qu'une chaussée soit ferme et résistante, il faut que la proportion de sable soit réduite simplement à ce qui est nécessaire. On obtient cette réduction par un curage continu, exécuté avec les outils simples des cantonniers, lesquels ne dégradent point les chaussées. En enlevant tous les sables en été, toutes les boues en hiver, on approche peu à peu de la perfection ; il n'y a pas à craindre de trop enlever, tout ce qui ressue et vient à la surface est inutile, et mieux vaut pour la résistance d'une route, en réduire l'épaisseur à $0^m,15$ ou $0^m,20$, que de lui conserver une épaisseur double en négligeant le curage à surface vive.

Il faut combiner le curage avec le rétablissement du bombement; on l'obtient en accumulant pendant quelques années les matériaux d'entretien dans l'axe de la chaussée, en déblayant les accotements soit à la pioche soit à la charrue, et leur donnant vers les fossés une pente transversale d'au moins 0,05 par mètre.

Passant au choix et à l'emploi des matériaux, M. Boisvillette affiche sa préférence pour les matériaux durs, non pas pour ceux à cassure vitreuse, comme le silex pyromaque, qui se brisent facilement sous le choc, mais pour ceux à texture grenue, comme les basaltes et les granits qui résistent beaucoup mieux.

Lorsqu'on ne dispose que de matériaux tendres comme les craies de la Champagne, certains schistes exfoliés, les calcaires de la Beauce etc..., il est presque

impossible d'obtenir de bonnes routes. Il faut alors chercher au loin des matériaux durs qu'on payera beaucoup plus cher, mais qui donneront de meilleurs résultats que si l'on avait employé quatre ou cinq fois le même volume d'un mauvais calcaire.

Un empierrement doit être toujours net de matières terreuses ou étrangères. La glaise notamment doit être proscrite avec énergie, car, en se délayant, elle forme un corps gras qui favorise le glissement.

Arrivons à l'emploi ; c'est une opération qui pour le vulgaire semble bien simple et bien en dehors de toute intelligence. Il n'en est rien, et l'expérience a prouvé plus d'une fois qu'un cantonnier malhabile arrivait à obtenir une chaussée beaucoup moins bonne que celle de son voisin, tout en employant beaucoup plus de matériaux.

Les seuls rechargements autorisés par un bon usage, dit M. Boisvillette, sont ceux en pièces isolées de 1 à 5 mètres superficiels, sans régularité de forme ni symétrie d'emplacement, couvrant au plus à la fois le dixième de la chaussée, appliquées çà et là suivant que les besoins l'indiquent, élargies quand les précédentes ont fait corps, et parcourant successivement toute la surface par une rénovation totale faite à plusieurs reprises. Les pierres, d'ailleurs, doivent être jointives et sur une simple épaisseur, s'appuyant les unes contre les autres et se liant sans écrasement.

Les pièces doivent être disposées de manière à forcer le cheval à suivre un chemin sinueux qui ne créera point d'ornière, ou bien à passer sur les pièces s'il veut marcher en ligne droite. Par le tassement des roues, la pierre nouvelle pénètre la chaussée ancienne et s'incorpore comme un coin sans trop d'éclats ni de débris.

Sur une route à fréquentation moyenne, les pièces bien disposées sont effacées en peu de jours, et ce sont les plus faciles à entretenir par ce procédé. Sur les routes peu fréquentées, on est souvent forcé de trop multiplier les pièces au même moment, parce qu'il faut profiter de la saison la plus humide pour favoriser la prise.

La saison en dehors de laquelle on ne doit point faire les emplois dépend donc beaucoup de la fréquentation ; avec une grande fréquentation, les emplois du printemps réussiront aussi bien que ceux de l'automne. Au contraire, avec une fréquentation de voitures légères, comme dans la plupart des routes du département de l'Eure, il faut, ainsi que nous l'avons déjà dit, que les emplois soient faits uniquement à l'automne.

En aucun cas, il ne convient de placer les pièces dans la direction d'un rouage continu, de filer le rouage comme disent les cantonniers ; car, on détermine une ligne droite que les véhicules se gardent bien de suivre, les roues circulent parallèlement à cette ligne et creusent fatalement un nouveau rouage à côté de celui qu'on a voulu boucher.

Circulaire ministérielle du 25 avril 1839. — En 1839, la méthode de l'entretien par pièces pour les chaussées d'empierrement avait été suffisamment expérimentée, la nécessité de l'ébouage, du balayage et de l'écoulement des eaux était si nettement reconnue que l'administration crut pouvoir formuler dans une circulaire les principes qu'il convenait d'adopter dorénavant d'une manière générale pour l'entretien des routes.

Cette circulaire, rédigée par M. Dupuit, l'éminent ingénieur dont nous avons déjà plus d'une fois rencontré le nom, est considérée comme un modèle ; c'est un manuel complet de l'entretien, et beaucoup d'ingénieurs estiment que c'est encore aujourd'hui le meilleur guide à suivre.

Nous ne pouvons qu'engager le lecteur à se pénétrer des principes qui s'y trouvent exposés avec une remarquable lucidité.

Circulaire du sous-secrétaire d'État des travaux publics (M. Legrand), contenant des instructions sur les méthodes à suivre pour l'entretien et la réparation des routes.

Paris, le 25 avril 1839.

Monsieur le préfet, l'état des routes doit fixer au plus haut degré votre attention et la mienne; une circulation facile et commode est un si grand bienfait pour la société que nous ne devons négliger aucun effort pour le lui assurer. Depuis quelques années, d'ailleurs, les chambres législatives, s'associant à la juste sollicitude du gouvernement, ont augmenté les ressources dont l'administration peut disposer pour l'entretien des routes à la charge de l'Etat : il importe de tirer de ces sacrifices le plus utile parti possible. C'est là pour nous un devoir impérieux.

J'ai remarqué, monsieur le préfet, et vous avez pu remarquer comme moi, que les procédés de l'entretien présentaient encore des diversités que les instructions pressantes que je renouvelle tous les ans n'ont pas réussi à faire disparaître. Sans doute, il est des différences qu'il faut admettre, et qui tiennent à la nature du climat, à l'espèce des matériaux, à la nature du sol; mais cependant il est constant qu'il y a aussi quelques règles générales qu'il est bon de prescrire, et dont il est fâcheux que l'on ne soit pas encore partout aussi pénétré que le requiert l'intérêt des routes: ce sont ces règles que j'ai cherché à recueillir en consultant l'expérience, et que je me propose d'exposer dans la présente circulaire.

Je ne m'occuperai ici que des routes d'empierrement qui composent la presque totalité des routes de France ; les routes pavées seront l'objet d'une instruction postérieure.

Je supposerai d'abord les routes arrivées à l'état normal d'entretien ; je les considérerai ensuite dans l'état de dégradation où elles se trouvent encore malheureusement sur une assez grande partie de leur longueur, et j'indiquerai, pour chacun de ces deux cas, les procédés généraux qu'il me paraît utile d'employer, et qui n'excluent d'ailleurs, ni les procédés particuliers, ni cette foule de soins et de précautions de tout genre que MM. les ingénieurs doivent mettre partout en usage pour assurer la viabilité des communications confiées à leur surveillance.

I. **Entretien des routes.** — Lorsqu'une route est en bon état, que la chaussée est saine et unie, par conséquent sans ornières, sans flaches, sans boue et sans poussières, que les accotements et les fossés ont le profil convenable, on peut toujours maintenir cet état de choses pendant toutes les saisons, quelle que soit la fréquentation, par de bonnes méthodes d'entretien.

Dans une bonne méthode d'entretien, il n'y a jamais que deux opérations à faire :

1° L'enlèvement continu de l'usure journalière de la route, soit en boue, soit en poussière ;

2° L'emploi des matériaux qui doivent remplacer cette usure.

Ces deux opérations bien faites, et faites à propos, préviennent les dégradations,

la route frayée dans tous les sens ne fait plus que s'user parallèlement à sa surface.

Enlèvement de l'usure.— 1° *Poussière.*— Lorsque les voitures ont circulé pendant plusieurs jours sur une route telle que nous venons de la définir, si le temps est sec, la chaussée se couvre bientôt d'une petite couche de poussière. Cette poussière gêne les voyageurs et les chevaux, nuit aux propriétés riveraines, rend la route plus tirante, et, si une pluie continue survient, elle se change en boue, et la boue amène des ornières et des dégradations de toute espèce. Dans l'intérêt de la viabilité comme dans celui de l'entretien de la chaussée, il faut donc enlever la poussière. Cet enlèvement peut se faire comme celui de la boue, au racloir; mais, à cause des petites inégalités du sol, cet outil ne peut être utilement employé que lorsque la poussière a une certaine épaisseur, c'est-à-dire, lorsque depuis longtemps elle est déjà nuisible; enfin il en laisse une quantité encore sensible. Le balai de bouleau convient beaucoup mieux pour cette opération; pénétrant dans toutes les inégalités et concavités de la surface, il en enlève tout ce qui est mobile, et par conséquent inutile et nuisible. L'opération du balayage est trop simple pour avoir besoin d'être expliquée. Cependant il ne sera peut-être pas inutile de dire que, par un temps très-sec et sur les chaussées en gravier, on ne doit pas balayer aussi serré que sur des chaussées en calcaire: on désagrégerait ainsi beaucoup de petits matériaux de la surface. Sur ces chaussées, c'est après une petite pluie que le balayage fait le meilleur effet.

Une route bien balayée, si la pluie survient, ne présente pendant plusieurs jours aucune trace de boue. La surface de la chaussée est parfaitement unie et comme glacée, quelques heures de temps sec suffisent pour la sécher complétement. La poussière en effet absorbe et retient l'humidité; en parcourant une route dans cette circonstance, on peut par le degré de siccité des diverses parties retrouver l'ordre dans lequel elles avaient été balayées avant la pluie.

2° *Boue.* — Mais, si l'humidité continue, la chaussée devient d'abord grasse, puis se recouvre de boue dont la couche va en s'épaississant; il faut alors l'enlever promptement, parce que la boue rend le frayé des voitures très-apparent, et comme ce frayé est plus roulant que le reste de la chaussée, les voitures cherchent et parviennent à le suivre, maintenues qu'elles sont par les deux bourrelets latéraux; on aurait donc bientôt des ornières. Mais, si on a le soin d'enlever la boue au racloir au fur et à mesure qu'elle se forme, les voitures continuent à marcher dans tous les sens. La chaussée, quoique plus tendre, quoique plus facile à entamer, reste cependant unie. Chaque voiture laisse bien une impression visible, mais il serait impossible à la voiture suivante de s'y placer exactement; ainsi le milieu de la bande va passer là où était tout à l'heure le bord de la précédente, et remettre à leur place les molécules qui tendaient à se soulever. Il n'y a pas de dégradation ou de déformations par la pluie comme par la sécheresse; il n'y a que de l'usure.

Je viens de dire que la boue devait être enlevée au racloir; c'est l'outil le plus avantageux lorsqu'elle est grasse; mais lorsqu'elle est liquide, le balai réussit parfaitement. Quoi qu'il en soit, jamais la boue ne peut s'enlever aussi exactement que la poussière. Ainsi, lorsque le temps sec succède à la pluie, on a quelfois un peu de poussière là où on n'avait pas de boue, tandis qu'on n'a jamais de boue là où on n'avait pas de poussière.

Avec l'enlèvement continuel de la poussière et de la boue, la chaussée peut-être maintenue toujours unie, toujours roulante; mais elle s'aplatit, se creuse, et on atteindrait le fond de l'encaissement si on ne remplaçait pas le détritus enlevé :

c'est le but de la seconde opération de l'entretien, l'emploi des matériaux.

Emploi des matériaux. — L'emploi des matériaux est une opération nécessaire essentielle même ; mais elle n'a pas le même caractère d'urgence que l'opération du balayage ; la chaussée s'use en effet fort lentement, et il est indifférent que, si 0m,25 est son épaisseur normale, elle n'ait, à un moment donné, que 0m,24, 0m,23, ou 0m,22 : c'est un inconvénient dont le public ne s'aperçoit pas. On peut donc choisir, pour l'emploi des matériaux, le moment le plus convenable. Sous ce rapport, les temps pluvieux ont sur le temps sec un avantage immense. Des matériaux placés dans un moment où la chaussée est dure et où le temps est sec ne se lient point et s'écrasent sans pénétrer dans la masse de l'empierrement ; employés, au contraire, par les temps humides, avec le soin convenable, ils pénètrent dans la chaussée sans s'écraser, et ne gênent que peu le roulage.

Lors donc que les circonstances atmosphériques sont convenables, que des pluies fréquentes ont amolli la surface, et qu'on ne craint pas de gelée, on doit commencer l'emploi des matériaux. Le principe qui doit guider le cantonnier dans cette opération, qui rend le tirage un peu plus pénible sur certains points, c'est de ne pas créer de motif déterminant pour les voitures de suivre une direction plutôt qu'une autre ; et cela est facile là où le curage et le balayage ont été faits avec soin. On ne voit point alors de ces longues dépressions, soit au milieu, soit sur les côtés de la chaussée, qui semblent demander un emploi étendu de matériaux. Une chaussée qui a subi l'enlèvement continu des détritus ne présente sur sa surface que de légères flaches [1] que la pluie rend apparentes. Ces flaches sont réparties d'une manière irrégulière à droite, à gauche et au milieu ; elles indiquent l'emplacement des matériaux à employer. Ces flaches, d'une profondeur de 0m,02 à 0m,03 environ au milieu, et qui se réduit à rien sur les bords doivent être piquées, dans leur contour, de manière à donner un point d'arrêt ; on y place ensuite les matériaux, en les arrangeant avec soin, les plus gros au milieu, les plus fins sur les bords. Cet emploi ne doit avoir que 2 ou 3 mètres de longueur, 1 à 2 mètres de largeur au plus. La même opération se répète sur toutes les parties déprimées. Cependant, si elles étaient en grand nombre, il ne faudrait pas les recharger toutes ainsi ; il faudrait choisir les flaches les plus profondes, attendre la prise de celles-ci pour remplir les suivantes ; sans cela, la gêne imposée au roulage sur cette partie de la route serait trop considérable : il vaut beaucoup mieux, dans son intérêt, la répartir sur un temps plus long. Il ne faut pas non plus l'accumuler sur un même point. Ainsi le cantonnier ne doit pas commencer l'emploi par le commencement de son canton, pour le finir à l'extrémité : il doit le commencer là où les flaches lui paraissent les plus profondes et les plus nombreuses, toujours ainsi pour terminer par les parties les moins usées.

Lorsque, sur une longueur de 40 ou 50 mètres, on a ainsi rempli les flaches avec les soins qui viennent d'être prescrits, ce serait une erreur de croire que cette partie de route est restaurée, et qu'on peut passer à une autre en l'abandonnant quelque temps. C'est la faute la plus grave, et malheureusement la plus

[1] Lorsque je dis que dans une bonne méthode d'entretien on n'a ni boue, ni poussière, ni ornière, ni frayé, ni *flache*, il ne faut pas attribuer à ces mots, excepté aux ornières et frayés un sens rigoureux et absolu. Il y a évidemment un peu de poussière et de boue là où on les enlève ; mais il n'y en a que quelques millimètres ; il y a aussi des flaches, mais les plus profondes ne doivent pas avoir plus de 3 centimètres.

fréquente, que commettent les cantonniers. En effet, quoique les flaches soient remplies, les matériaux y sont mobiles ; ils sont aussi dérangés par les roues, par les pieds des chevaux ; il faut, avec le râteau, les ramener à leur place pour qu'ils ne soient pas rencontrés isolément par les roues et écrasés inutilement. Malgré le soin mis dans la répartition des emplois pour dérouter les voitures, elles finissent quelquefois par préférer une direction dans laquelle le frayé se prononce ; il faut promptement l'effacer, faire quelquefois de nouveaux emplois, enlever ou diminuer ceux qu'on reconnaîtrait mal placés, sauf à y revenir plus tard ; il faut curer la boue que les matériaux font sortir de la chaussée en y pénétrant ; en un mot, il faut que le cantonnier soit bien convaincu qu'il n'y a pas de partie de route qui réclame plus de soin, de vigilance et d'attention que celle où il a fait récemment un emploi de matériaux. Il doit donc y revenir sans cesse, jusqu'à ce que la prise soit faite. Ce n'est qu'alors que son opération est terminée. On est d'ailleurs largement indemnisé de tous ces soins par l'économie des matériaux qui s'incorporent dans la chaussée presque sans perte, et par les dégradations qu'on évite, dégradations dont la réparation serait bien autrement dispendieuse.

De la quantité de matériaux à employer. — On pourrait objecter à la méthode d'emploi qu'on vient d'exposer, d'être insuffisante, en ce que le remplissage exact des flaches ne sera pas l'équivalent du détritus enlevé, et que, par conséquent, l'épaisseur de la chaussée ira toujours en diminuant. Il pourra en être ainsi, en effet, lorsque le profil demandera à être baissé ; on pourra même diriger le curage de manière que les flaches s'effacent sans emploi de matériaux ; mais, lorsqu'on voudra relever le niveau de la route sur certains points, rien ne sera si facile. L'expérience, en effet, apprend que, quelque temps après qu'on a fait un premier emploi de matériaux, il se représente de nouvelles flaches, qui disparaissent peu à peu par l'effet du passage des voitures et du curage, mais dont on peut profiter pour augmenter l'épaisseur de la chaussée, en y faisant de nouveaux emplois, qu'on peut renouveler ainsi cinq ou six fois dans un hiver. On est donc libre de mettre sur une partie de chaussée à peu près ce qu'on veut de matériaux. Or, lorsque l'entretien est dans son état normal, il faut qu'il y ait une compensation exacte entre le poids de ce qu'on fait entrer dans la chaussée et le poids qu'on en retire ; mais il n'est pas nécessaire que ce poids soit tout entier en matériaux ; car une chaussée, même parfaite, contient encore beaucoup de détritus, qui sont essentiels pour en remplir tous les vides. Si pendant l'année on a ôté 100 mètres de détritus, soit en boue, soit en poussière, la chaussée n'a peut-être perdu que 60 mètres en matériaux. On peut donc ajouter aux matériaux qu'on emploie une certaine quantité de détritus, qui, mélangée avec eux ou les recouvrant, en facilitera la prise, évitera les cahots aux voitures et des chocs aux matériaux. L'emploi judicieux du détritus peut donc apporter une assez grande économie dans la dépense des matériaux.

D'après les détails que nous venons de donner sur les deux opérations de l'entretien, on voit que le curage n'exige que de l'assiduité et du travail, mais que l'emploi des matériaux demande de l'intelligence et de l'expérience. Les fautes y ont toujours des conséquences graves et pour l'état de la route et pour la dépense.

La méthode demande et facilite l'emploi de beaucoup de main-d'œuvre. — Une des conditions essentielles du succès de la méthode, c'est d'avoir toujours sur la route une grande quantité de main-d'œuvre à sa disposition. Une des difficultés qui s'opposaient à ce qu'il en fût toujours ainsi, c'est qu'on pensait qu'il y

avait une différence très-grande entre l'hiver et l'été pour l'usure des routes. C'est une erreur que démontre l'enlèvement continu du détritus. Le poids qui s'enlève en poussière n'est pas moindre que celui qui s'enlève en boue. On attribuait à l'hiver toute la boue qu'on voyait sur la route, et ce n'était souvent que la poussière qu'on avait négligé d'enlever pendant l'été. Le balayage fait donc disparaître une des graves objections qu'on faisait à l'emploi permanent d'un grand nombre de cantonniers: car non-seulement il fournit un travail pour l'été, mais il diminue celui d'hiver. Il ne faut pas cependant proscrire l'emploi des aides, car en admettant (et cela n'est pas) que l'hiver n'exige pas plus de travail que l'été, il faut encore compenser la brièveté des jours par un plus grand nombre d'ouvriers. Il y a d'ailleurs des circonstances extraordinaires où la route a besoin de plus de main-d'œuvre; de longues pluies qui ont retardé le travail, des gelées et des dégels consécutifs mettent en retard l'opération du curage; il ne faut pas hésiter à fournir au cantonnier les moyens de se mettre au courant; tout retard, loin d'être une économie, serait une dépense.

Telles sont les prescriptions générales à l'aide desquelles les routes peuvent être toujours maintenues en bon état, sans boue, sans poussière, sans ornières ni frayés. Il ne faudrait pas en conclure cependant que l'ingénieur qui s'applique à les suivre n'aura jamais de dégradations à réparer. Quelque active que soit la surveillance du personnel chargé de la main-d'œuvre, comme il est fort nombreux, sujet à des mutations fréquentes, il est impossible qu'il ne se commette pas de fautes, provenant soit de négligence, soit d'inexpérience. Ces fautes amènent alors les dégradations. Quelque rares qu'elles soient, encore faut-il savoir les réparer.

Réparations des dégradations accidentelles. — Les routes ne se dégradent que parce qu'on ne cure pas assez la boue, qu'on emploie mal les matériaux, ou qu'on néglige ceux qui sont mal employés. Le défaut de curage amène des ornières, comme nous l'avons expliqué plus haut. Pour les faire disparaître, le premier soin à prendre, c'est de curer la route à vif. Dans une chaussée boueuse, l'ornière n'est souvent qu'apparente, les bourrelets latéraux qui la dessinent ne sont que de la boue chassée par les roues. Cette boue enlevée, on ne trouve souvent qu'un frayé insignifiant que les voitures effacent d'elles-mêmes. Un emploi de matériaux fait entre ces deux bourrelets, comme seraient disposés à le faire des cantonniers sans expérience, serait une main-d'œuvre inutile, et qui même aggraverait le mal. Il n'y aurait d'autre moyen de réparation, si elle avait été entreprise, que d'ordonner l'enlèvement des matériaux avec la boue, sauf à les séparer plus tard, si cette opération présentait quelque avantage.

Si, après le curage de la boue, il reste encore une ornière assez creuse pour que les voitures n'en sortent pas facilement, il faut y mettre des matériaux, mais seulement à fleur de la route, plutôt plus bas que plus haut, pour que rien ne guide les voitures et que les roues qui voudraient la suivre parallèlement y retombent de temps en temps. Il faut faire aussi des emplois sur les flaches de la chaussée, d'après la direction que cherchent à prendre les voitures, et au bout de quelque temps la route sera frayée en tous les sens; mais il ne faut pas se le dissimuler, cette opération demande quelque intelligence et quelque habitude. Le chef cantonnier, le piqueur, et souvent le conducteur doivent la diriger; car, si la faute a été commise par inexpérience, celui qui l'a faite ne saura pas la réparer.

La cause la plus fréquente des dégradations est le mauvais emploi des matériaux : je viens d'en citer un exemple; mais un cantonnier inexpérimenté en fait

beaucoup d'autres. Ainsi, un côté de la route lui paraît plus déprimé sur 50 mètres ou 60 mètres de longueur; il s'empresse de le recouvrir d'une couche de matériaux : toutes les voitures viennent alors passer sur l'autre côté sans changer de frayé ; de là des ornières, non-seulement vis-à-vis l'emploi, mais avant et après dans la même direction. Il n'a pas d'autre moyen de réparation que de relever la pierre mal employée, de combler les ornières comme il vient d'être dit ; quant au côté plus bas, c'est par le remplissage successif des flaches, en commençant par les plus profondes, qu'il doit être relevé. Le rechargement général sur toute la largeur de la chaussée a le même inconvénient; car, s'il n'existe pas d'abord de motif de préférence pour la direction des premières voitures, elles en créent bientôt un très-déterminant, en ouvrant une ornière moins tirante, dans laquelle toutes les voitures cherchent à se placer.

Ce n'est pas éviter cet inconvénient que de diviser le rechargement général en bandes de 7 à 8 mètres, interrompues par des parties non rechargées. L'ornière des parties rechargées se prolonge bien vite sur celles qui ne le sont pas ; les voitures, dirigées par l'ornière dont elles sortent et par celle dans laquelle elles vont entrer, se maintiennent dans le même frayé. Pour faire disparaître le mal, il n'y a pas d'autre moyen que d'en faire disparaître la cause : il faut donc enlever au racloir tous ces rechargements, au moins tout ce qui serait encore mobile.

Des emplois bien faits donnent souvent lieu à des ornières, s'ils sont abandonnés, parce que quelques-uns d'entre eux, se liant plus facilement, disparaissent complétement, et que ceux qui restent encore apparents indiquent aux voitures une voie préférable. Réparer l'ornière comme nous l'avons dit, retrancher ou diminuer quelques emplois, rétablir l'uniformité de tirage dans toute la largeur de la chaussée, c'est le seul moyen de ramener la route à son état normal.

II. **Réparation des routes.** — Dans tout ce qui vient d'être dit, on a supposé la route bonne ; mais malheureusement il en existe beaucoup de mauvaises, et les ingénieurs ont souvent plus à réparer qu'à entretenir. Le mal est quelquefois si grave qu'on prend souvent le parti de refaire à neuf. C'est toujours une opération très-gênante pour le public et très-dispendieuse pour le trésor. Voici en effet comment on procède ordinairement.

Inconvénients du remontage des chaussées. — On démonte l'ancienne chaussée, on la passe à la claie, si elle se compose de quelques matériaux mélangés avec beaucoup de terre; on la casse, si elle ne se compose plus que des grosses pierres du fond de l'encaissement ; on ajoute à ces anciens matériaux une certaine quantité de neufs pour compléter l'épaisseur qu'on veut donner à la chaussée, et on remplace ensuite le tout sur une forme bien dressée. Le moindre inconvénient de ce travail est d'être fort dispendieux, il ne coûte jamais moins de 3 ou 4 fr. par mètre courant; mais le plus grave, c'est d'entraver la circulation d'une manière très-gênante pour le public. On est obligé en effet de s'emparer d'abord de la chaussée pour la démonter et y faire une forme régulière, puis d'un accotement pour passer à la claie ou casser les anciens matériaux et recevoir les nouveaux ; quelquefois même ces travaux empiètent sur le second accotement, et on ne laisse aux voitures que le passage d'une voie; ce passage y amène à la moindre pluie de profondes ornières dans lesquelles on engloutit en vain beaucoup de pierres; les voitures ne vont plus qu'au pas; elles sont obligées de s'attendre pour se croiser, et quelquefois des accidents graves arrivent. Enfin, si on est surpris par la mauvaise saison avant d'avoir achevé, la circulation est

C'est surtout au zèle, au dévouement et à l'activité de MM. les ingénieurs que je confie l'application des règles que je viens de tracer; mais je vous prie, monsieur le préfet, de vouloir bien en surveiller l'exécution, et surtout de vous faire rendre compte des résultats obtenus. La bonne viabilité des routes est aujourd'hui l'un des premiers besoins de la société : tant que leur état excitera des plaintes, on pourra dire que l'un des buts principaux de l'institution du corps des ponts et chaussées n'est pas atteint. Je désire que MM. les ingénieurs soient bien pénétrés de cette importante vérité. Déjà, sur une grande partie du territoire, les saines méthodes d'entretien sont mises en pratique, et je me fais un devoir de remercier ici particulièrement MM. les ingénieurs qui se sont dévoués à ce genre d'occupations; mais il est encore des arrondissements où ce qui concerne l'entretien des routes n'est pas l'objet d'une attention assez soutenue. Sans doute il est des travaux plus brillants, mais il n'en est pas qui, lorsqu'ils seront faits avec le soin et la suite qu'ils exigent, puissent assurer au plus haut degré à MM. les ingénieurs l'estime et la reconnaissance du pays. L'administration a les yeux constamment ouverts sur cette partie du service : elle tiendra compte à chacun de ses efforts et de ses succès. Je vous prie, monsieur le préfet, de vouloir bien, à cet égard, me donner des renseignements précis, qui donneront à l'administration les moyens de distribuer avec justice les témoignages de satisfaction et les récompenses qui seront mérités.

De l'entretien des routes par M. l'ingénieur en chef Dumas. — Dans un mémoire publié en 1841, M. l'ingénieur en chef Dumas expose son système d'entretien pour les routes arrivées à l'état normal, système qui se réduit pour ainsi dire au balayage et que l'on peut appeler système du balayage à outrance.

M. Dumas part de ce principe que la dépense des divers systèmes d'entretien est en raison inverse du degré de beauté qu'ils procurent, de telle sorte que celui qui donne la plus belle route est en même temps le plus économique, et que celui qui donne la plus mauvaise route est nécessairement le plus dispendieux. Il va sans dire que le capital est supposé entretenu et que l'épaisseur est supposée rester la même dans tous les cas.

En effet, sur une mauvaise route, l'usure provient en grande partie de l'écrasement et du broyage; sur une bonne route, le frottement seul détermine l'usure. De même, le pied des chevaux n'attaque pas profondément une chaussée dure et unie.

Donc, les dégradations et l'usure sont en raison inverse de la beauté, et les travaux nécessaires à la réparation de l'usure, c'est-à-dire les travaux d'entretien sont d'autant moindres que les routes sont plus belles; conclusion : le système d'entretien qui donne les plus belles routes doit être en même temps le plus économique.

Ce principe, dit M. Dumas, quoique fort contraire à la plupart des idées reçues, n'a rien au fond que de très-rationnel. Les routes sont faites pour le roulage; elles sont destinées à lui procurer la plus grande facilité de parcours. Mais on sait très-bien que tout être, tout objet accomplit sa destinée avec le moindre développement de force; c'est le principe éternel de la moindre action. Or les routes, remplissant d'autant mieux leur destinée qu'elles sont plus belles, doivent dès lors fonctionner avec une économie de ressorts, c'est-à-dire avec une économie d'entretien en proportion directe de leur beauté. Penser qu'il en puisse être autrement, ce serait admettre dans les lois naturelles une contradiction impossible.

D'un autre côté, qu'est-ce qu'une mauvaise route? C'est une route qui occa-

sionne une grande fatigue au roulage; mais, la réaction étant égale à l'action, le roulage lui cause nécessairement une fatigue proportionnelle, qui est la mesure de la dépense d'entretien. Par la même raison une belle route n'imposant aucune gêne au roulage n'en reçoit aucune atteinte, et doit se maintenir pour ainsi dire d'elle-même et presque sans dépense. Ainsi, sous ce point de vue encore, l'économie se présente comme une conséquence rigoureuse de la beauté.

La beauté, telle est donc la boussole qui doit nous servir de guide dans la recherche du meilleur système d'entretien.

Une chaussée ferme, unie et peu bombée, est parcourue presque également sur toute la surface par les voitures; elle s'use lentement et parallèlement à elle-même. Pour la maintenir dans ces conditions, il faut enlever les détritus au fur et à mesure qu'ils apparaissent. C'est ce qui ne peut avoir lieu qu'au moyen du balayage.

Le balai est le seul instrument qui puisse, à cause de son élasticité, agir sur de très-faibles quantités de boue et de poussière; l'emploi du racloir lui-même, comme de tout instrument rigide, suppose encore une certaine épaisseur sans laquelle son action serait nulle ou nuisible.

Donc, c'est le balayage continu qui doit constituer la première opération de l'entretien rationnel.

Quant à la restitution de l'usure, c'est-à-dire à l'emploi des matériaux, cette seconde opération de l'entretien doit être conçue d'après les mêmes principes, et faite de manière à porter atteinte le moins possible à la beauté de la route. De là, la nécessité de donner aux emplois peu d'étendue, de les composer de matériaux très-fins, encastrés dans la chaussée au moyen du piquage, saupoudrés de détritus, arrosés au besoin et battus avec une hie ou pilon afin qu'ils se lient promptement et altèrent le moins possible l'uni de la surface. De là, la nécessité d'opérer dans les temps humides qui aident à la liaison des matériaux, et non pendant la sécheresse qui les désagrége et les expose à être écrasés en pure perte. De là, la nécessité de soins minutieux et continus, et par conséquent d'un nombreux personnel et d'une surveillance fortement organisée.

M. Dumas apporta des preuves expérimentales à l'appui de son système, et fi voir que, tout en diminuant les dépenses annuelles de l'entretien et les quantités de matériaux sur certaines routes, il les avait considérablement améliorées et amenées à l'état de chaussées fermes et roulantes.

Mais, pour corroborer ces preuves et montrer l'excellence de son système, il eût dû, en même temps, donner les épaisseurs de ces chaussées. Car on peut bien, grâce à un balayage assidu, conserver l'uni d'une chaussée et faire qu'elle s'use à peu près parallèlement à elle-même, mais il arrivera un moment où cette chaussée, trop amincie, ne résistera plus, et où il faudra en renouveler le capital.

Il faut donc retenir, des préceptes de M. Dumas, ce qui est bon, à savoir : l'enlèvement continu des détritus. Quant à son système d'emploi, qui se rapproche de l'emploi-béton, il est trop compliqué et exige trop de main-d'œuvre, il ne s'est point propagé; l'obligation de n'employer que par une saison humide doit seul être maintenue.

Le général Burgoyne, dans un mémoire de 1847, examine la question de l'entretien des empierrements, et se range absolument à l'avis de M. Dumas. La méthode que nous venons d'esquisser lui semble la meilleure et la plus économique. Il attire surtout l'attention sur ce fait, que, si l'on passe d'une route mé-

diocre sur une bonne route, il ne faut plus que quatre chevaux là où l'on en mettait cinq, que l'usure des harnais et des véhicules est bien diminuée, et que cette économie, souvent fort considérable si on l'applique à la masse du roulage, peut être obtenue par une légère augmentation de main-d'œuvre dans l'entretien des chaussées, souvent même par une meilleure répartition des dépenses.

Cette considération, toute spéciale et d'une haute importance, doit toujours être présente à l'esprit de ceux qui sont chargés soit de voter, soit de dépenser les crédits d'entretien.

De l'emploi-béton. — L'emploi-béton, mis en œuvre par M. l'ingénieur Monnet, a pour but de permettre de faire des emplois de matériaux en toute saison, et de les livrer presque immédiatement, pris et liés au roulage, sans qu'il en éprouve aucune fatigue appréciable, et sans que la liaison soit opérée aux dépens d'une partie de la pierre mise en œuvre.

Comme nous l'avons déjà vu, la liaison des matériaux d'empierrement ne peut s'obtenir que par la présence d'une matière d'agrégation, qui, lorsqu'on ne l'introduit pas tout d'abord dans le massif, s'y forme par le broyage partiel des cailloux employés..

La proportion de matière d'agrégation, facile à obtenir par un sondage et un essai direct, est variable avec la nature des matériaux; mais, pour des matériaux donnés et pour une route ferme et roulante, cette proportion doit être comprise entre des limites déterminées et peu étendues. D'après M. Monnet, cette proportion doit être maintenue entre $0^{mc},35$ et $0^{mc},45$ pour 1 mètre cube de pierre; lorsqu'elle est plus forte, c'est qu'on a affaire à une chaussée médiocre ou mauvaise.

Pour maintenir la proportion convenable, il faut procéder à un enlèvement continu des détritus; qui a du reste le mérite d'empêcher les rouages et d'assurer l'écoulement des eaux.

Il faut en outre, dans un bon système d'entretien, réparer l'usure, qui comprend deux éléments: 1° l'usure à la surface, produite par le frottement des animaux et des véhicules, élément qui s'atténue avec l'uni et le poli de la surface; 2° l'usure à l'intérieur de la chaussée, due au frottement des pierres les unes contre les autres, élément dont l'influence est d'autant moindre que les pierres de la surface et de l'intérieur sont mieux assises, plus fixes et moins mobiles les unes par rapport aux autres.

L'emploi-béton a pour objet de réduire au minimum ces deux éléments de l'usure.

Outre ses outils ordinaires, chaque cantonnier possède un arrosoir de 12 à 14 litres, et des pilons en bois de 12 à 15 kilogrammes. Ces pilons sont de grosses bûches au milieu desquelles on implante un manche.

Les cailloux, fournis à l'échantillon ordinaire de 0,06, sont triés au râteau ou au crible et rangés en trois catégories: les gros (n° 1), les moyens (n° 2) et les menus (n° 3).

Lorsqu'il s'agit de faire un emploi, on trace sur la chaussée les limites de la pièce, on pique cette pièce en en coupant les bords verticalement, et on la fouille jusqu'à $0^{m},06$ ou $0^{m},07$ de profondeur; les produits de la fouille sont séparés des détritus et de la poussière, et classés par le passage au crible comme les matériaux neufs.

Cependant, on a préparé un béton composé de 4 parties de pierres du n° 1. et d'une partie de matière d'agrégation, ou boue de route, gâchée à l'eau, et

amenée à son maximum de consistance et de liant. Le dosage est fait avec soin, ainsi que le brassage des substances; chaque caillou doit être imprégné de boue de route, comme si elle était du mortier et qu'on voulût faire un véritable béton pour maçonnerie.

Ainsi préparé, le béton est placé dans la forme préalablement arrosée; on le régale et on le serre à la pelle, puis on le tasse et on le dame avec le pilon, jusqu'à ce qu'il affleure les bords de la forme, en se raccordant parfaitement avec la surface voisine de la chaussée. Bien entendu, la compression doit être assez énergique pour que l'emploi supporte sans fléchir le passage des voitures. On conçoit sans peine qu'une pareille opération exige beaucoup de soin.

La pièce ainsi faite, on la saupoudre de pierres n° 2, sans addition de détritus, et on les pilonne énergiquement de manière à les faire entrer comme des coins dans les interstices des pierres n° 1. Si elles ne pénètrent pas toutes, c'est qu'on en a trop mis, et il faut enlever l'excédant.

On opère de même avec les menues pierres du n° 3.

Puis on glace la surface en y projetant un peu de détritus et procédant à un dernier pilonnage.

L'entretien des emplois doit être poursuivi jusqu'à prise complète, et le cantonnier doit y revenir souvent avec le pilon pour faire rentrer dans la masse les pierres dérangées par les chevaux ou soulevées par l'adhérence avec les roues. En général, au bout de 36 heures, la prise est suffisante.

L'arrosage des matériaux est évidemment une condition de réussite du système, mais il ne faut pas aller trop loin dans cette voie, et bien se garder d'arroser le béton, car, si la matière d'agrégation devenait fluide, elle s'échapperait.

L'emploi-béton ne convient qu'à des chaussées bien fermes, convenablement purgées; si l'on avait des chaussées molles, il faudrait au préalable les affermir par un balayage à outrance.

L'emploi-béton peut se faire à toutes les époques, pourvu qu'il ne gèle pas; mais il réussit mieux par un temps un peu sec que par un temps trop humide, pourvu, bien entendu, que l'on ait assez d'eau à sa disposition.

Les avantages de l'emploi-béton sont la commodité du roulage, l'économie des matériaux qui ne sont ni entraînés, ni broyés en pure perte, l'homogénéité des chaussées ainsi entretenues, la diminution de l'usure.

Mais, quoique très-rationnel, il entraîne une notable augmentation de main-d'œuvre et de matériel; dans certains cas, il est impossible à appliquer vu l'absence d'eau.

En somme, il a paru généralement trop compliqué et ne s'est point propagé. Nous pensons cependant qu'il peut rendre de sérieux services, notamment pour l'entretien des traverses empierrées dans les villes.

Nous aurons lieu de revenir plus loin sur la dépense qu'il occasionne.

Note sur l'emploi de la matière d'agrégation, par M. Picard. — M. l'ingénieur Picard, attaché depuis longtemps au service ordinaire du département de Seine-et-Oise, a publié, en 1865, une note intéressante sur l'emploi de la matière d'agrégation qui se pratique, dans ce département, sur une très-vaste échelle, quelquefois même un peu trop vaste, suivant nous.

Après avoir rappelé l'absurdité du vieux précepte de Mac-Adam, qui interdisait l'emploi des détritus et forçait les matériaux eux-mêmes à fournir à la chaussée, à leurs propres dépens, ces détritus nécessaires, après avoir dit combien un tel système apporte d'entraves à la circulation et cause de dépenses au roulage, M. Picard conclut à l'importance capitale de la matière d'agrégation,

aussi bien pour la construction des chaussées neuves que pour l'entretien des chaussées anciennes.

Il montre que, pour les chaussées neuves, l'emploi de la matière d'agrégation est aussi nécessaire que le cylindrage.

Ce principe est aujourd'hui reconnu de tous, mais il se commet encore bier des erreurs sur le choix de la matière d'agrégation, et il importe de fixer l'opinion sur ce point.

Une matière d'agrégation bien choisie doit détruire les défauts inhérents au détritus naturel des matériaux employés.

Ainsi, à des matériaux siliceux, il faudra adjoindre une matière d'agrégation calcaire, et non point le sable qui provient, par exemple, du passage à la claie des cailloux siliceux; au contraire, avec des matériaux calcaires, il faudra recourir à un détritus siliceux.

Les chaussées de Seine-et-Oise sont presque exclusivement siliceuses; aussi, sous l'influence d'une sécheresse prolongée, elles perdent toute cohésion, se désagrégent et arrivent à subir une usure énorme. Les matériaux rendus mobiles s'écrasent et se broient, et le mal s'aggrave de lui-même. L'addition de boue de route n'y fera rien; ce qu'il faut introduire, c'est l'élément calcaire pulvérulent. Le calcaire est hygrométrique, il absorbe l'humidité nécessaire pour former comme un mortier et pour assurer la liaison des matériaux.

L'expérience prolongée a montré que par ce mélange on obtenait des chaussées résistant mieux à la sécheresse, et, par suite, on a réalisé une économie de matériaux assez notable.

On n'a pu, évidemment, démonter les chaussées anciennes pour les dépouiller de leur détritus siliceux, mais on a enlevé soigneusement toute la boue et la poussière qui venait à la surface, et on mélange le caillou des emplois avec de la craie friable et pulvérulente. On a reconstitué ainsi la couche supérieure de la chaussée par des emplois juxtaposés, et on a formé comme une sorte de toit protecteur qui abrite la masse de l'empierrement contre l'action funeste de la sécheresse.

Bien des cantonniers ont eu de la peine à se faire au système; ils préféraient employer beaucoup de caillou en temps humide, et, en effet, ils arrivaient à une prise rapide et obtenaient une chaussée satisfaisante pendant la période humide. Mais le mal se renouvelait à la sécheresse. Car ce n'est point une prise rapide que l'on recherche, on veut une prise durable qui ne permette pas aux pièces de se désagréger par la chaleur.

La proportion employée dans l'arrondissement de Mantes est de $\frac{1}{8}$ à $\frac{1}{10}$ de craie pour 1 de silex pyromaque. On trouve ces deux substances réunies dans les couches géologiques, de sorte qu'on les a toujours sous la main toutes les deux à la fois.

Au point de vue économique, l'emploi de la craie comme matière d'agrégation a pu donner de bons résultats, et, sans contredit, il est recommandable. Mais il nous a paru qu'on en avait un peu abusé sur certaines routes de Seine-et-Oise, qui, déjà mal exposées et naturellement boueuses, sont devenues trop molles en hiver et sont couvertes d'une épaisse couche de boue.

Il nous semble donc qu'il faut réserver la matière d'agrégation crayeuse pour les parties en plaines et pour les côtes, exposées à tous les vents et aux ardeurs du soleil, et se garder de l'employer sur les parties quelque peu abritées et sur celles qui regardent l'ouest ou le nord.

2° MÉTHODE D'ENTRETIEN PAR RECHARGEMENTS GÉNÉRAUX CYLINDRÉS.

La méthode des rechargements généraux était pratiquée il y a bien longtemps; elle convenait parfaitement au système des corvées. A certaines époques, lorsque le besoin s'en faisait vivement sentir, on apportait sur les chaussées défoncées une grande masse de cailloux de toutes grosseurs, que l'on répandait tant bien que mal, et le roulage se chargeait d'agréger tout cela.

Aussi le système des emplois par pièces et de l'entretien continu fut-il accueili avec une grande faveur, et est-il encore aujourd'hui celui qui convient le mieux à l'immense majorité des chaussées.

Mais, pour la construction des chaussées neuves, il faut bien faire d'abord un chargement général, et, au lieu de livrer ce tas de cailloux au public, on lui livre une chaussée véritable en recourant au cylindrage.

La méthode des rechargements généraux donne aussi de bons résultats sur les voies fréquentées; là, il est difficile, à moins de gêner incessamment la circulation, de restituer complétement l'usure avec le système des pièces; on se contente d'entretenir la chaussée viable, de telle sorte qu'elle s'use parallèlement à elle-même, et, lorsque la couche est arrivée à l'extrême limite d'amincissement, on a reconstitue en une fois par un rechargement cylindré.

Le système du chargement général cylindré, qui s'emploie seul pour la construction des chaussées neuves, doit toujours être combiné avec le système des petites pièces lorsqu'il s'agit de l'entretien; celles-ci maintiennent l'uni de la surface, et le chargement général répare l'usure en une seule fois.

Ces préliminaires posés, entrons dans le détail des faits.

Compression des empierrements au moyen d'un cylindre. — Vers 1830, on commença en Angleterre à se servir d'un cylindre pour tasser et comprimer les chaussées en empierrement.

En France, M. l'ingénieur Fortin en proposa l'emploi pour la route départementale n° 13 d'Indre-et-Loire, et, dans le devis de cette route, il s'exprimait ainsi :

« Le tassement des matériaux sera opéré au milieu de la chaussée, sur une largeur de 3 mètres par la pression d'un cylindre en fer, en fonte ou en pierre, du poids de 2,400 kilogrammes, et de $0^m,75$ de longueur, qui sera traîné par trois chevaux et qui parcourra moyennement 1,800 mètres à l'heure.

L'effet de cette pression sera de faire disparaître les aspérités des matériaux, de les lier assez entre eux pour les empêcher de rouler sous les pieds des chevaux et de s'écarter sous les roues; le passage des voitures deviendra alors beaucoup plus facile; elles ne suivront pas constamment le même frayé; il se formera moins d'ornières, la chaussée sera liée d'une manière plus uniforme et se dégradera moins promptement.

L'essai proposé par M. Fortin n'eut pas lieu immédiatement, et c'est M. l'ingénieur Morandière qui eut l'honneur de le réaliser en 1836.

Chargé du convertissement d'une chaussée de blocage très-fréquentée en chaussée d'empierrement, M. Morandière, frappé de l'extrême fatigue qu'éprouvaient les voitures à passer sur l'empierrement neuf, tenta par tous les moyens possibles d'accélérer la prise des matériaux; il eut recours à une addition de détritus largement pratiquée et au battage à la hie. Mais ces moyens défectueux

et coûteux ne suffisaient pas; alors il remarqua, dit-il, que les larges jantes faisaient ranger et tasser les matériaux, tandis que les roues étroites des accélérés les écartaient et creusaient des ornières; il y avait pour ainsi dire lutte entre les larges jantes opérant l'enchevêtrement et les jantes étroites détruisant cette liaison et labourant les chaussées; le ragréement et le battage à la hie n'avaient pour but que de réparer le mal fait par les jantes étroites et de préparer une surface unie pour profiter ensuite de la compression des jantes larges, la route n'acquérant enfin de solidité que sous les larges roues des plus lourdes voitures.

Ces observations engagèrent à recourir au cylindre proposé par M. l'ingénieur Fortin, et M. Morandière, en demandant l'autorisation nécessaire, s'exprimait ainsi :

Le cylindre devrait agir comme les larges jantes, c'est-à-dire serrer, tasser et enchevêtrer les petits matériaux. On parviendrait peut-être par ce mode à éviter l'emploi de cette couche de gravier et de sable toujours trop épaisse, aujourd'hui indispensable, et qui rend les chaussées d'abord sourdes et trop souvent boueuses; toujours on devrait promener le cylindre jusqu'à la liaison complète des matériaux et si, le lendemain ou plus tard, la chaussée venait à être entamée, on repasserait le cylindre après un ragréage; mais je pense que sous ce poids considérable les cailloux seraient serrés profondément; que les pieds des chevaux pourraient déranger les pierres supérieures, mais que les couches inférieures resteraient solides, et que les carrioles ne pénétreraient plus, ou certainement pénétreraient moins.

Le cylindre, établi par M. Morandière, était en fonte et pesait 3,000 kilogrammes; il justifia pleinement les espérances conçues, et fut accueilli par le public avec une grande faveur.

Ce n'était point le premier qu'on vit en France, car M. Polonceau, l'éminent ingénieur, s'en était déjà servi sur les chaussées de Paris, mais particulièrement pour la construction des chaussées neuves, ainsi que nous l'avons vu lorsque nous avons décrit son système au chapitre précédent.

Emploi du cylindre compresseur, par M. de Coulaine, en 1840. — Un peu avant 1840, toutes les routes des environs de Saumur étaient pavées avec un mauvais blocage aussi fatigant pour les attelages que pour les véhicules, et la transformation de ce pavage en empierrement était depuis longtemps regardée comme indispensable; cependant les populations voyaient cette opération avec une certaine répugnance, qui ne fut vaincue que grâce à l'emploi du cylindrage.

On commençait par passer le cylindre une vingtaine de fois sur la masse du caillou, puis, lorsque les pierres étaient bien serrées les unes contre les autres, on répandait peu à peu et à plusieurs reprises du sable sur la chaussée, de manière à remplir seulement les vides de la pierre. Il est urgent de n'employer à la fois qu'une faible quantité de sable, et il faut s'arrêter dans cet emploi dès que les matériaux de la surface ne paraissent plus. En faisant l'emploi du sable avant le passage du cylindre, en trop grande quantité ou en une seule fois, on n'obtiendrait, dit M. de Coulaine, que des chaussées molles et sans élasticité; car une chaussée n'est parfaitement résistante que lorsque tous les matériaux qui composent sa surface sont fortement serrés à la manière de coins et ne renferment que la proportion de détritus nécessaire pour remplir exactement tous les vides qu'ils laissent entre eux.

M. de Coulaine recommande l'emploi du sable le plus maigre et le plus grenu;

nous ne sommes pas absolument de son avis; généralement on se sert du sable de route, mais il vaut mieux encore choisir la matière d'agrégation d'après la nature du caillou.

L'opération doit se faire par un temps humide, mais il ne faut pas que le sous-sol soit détrempé : par un temps sec il convient d'arroser.

L'entretien des chaussées construites par cylindrage est moins coûteux, au moins pendant quelque temps que celui des chaussées faites par le roulage, et cela se conçoit, car, dans ces dernières, la prise ne s'obtient que par le broyage d'une certaine quantité de matériaux.

L'excédant de dépense qu'occasionne le cylindrage est bien plus que compensé par les avantages suivants :

1° On livre immédiatement au roulage une route excellente; on lui épargne une grande fatigue et par suite une dépense très-forte;

2° Une partie des matériaux n'est pas détruite ou broyée pour servir à la liaison de l'autre partie, et est remplacée par du sable qui est bien moins coûteux. D'un autre côté, la liaison de la chaussée étant obtenue sans que le fond de l'encaissement soit attaqué, elle conserve une épaisseur uniforme, et l'on peut par conséquent diminuer cette épaisseur. On peut même obtenir ainsi des chaussées très-solides avec $0^m,15$ et $0^m,10$, lorsque le terrain est suffisamment résistant;

3° La chaussée n'étant plus sillonnée et bouleversée par le roulage, on peut, sans aucun inconvénient, composer la première couche de pierres de qualité inférieure, ou d'une dimension plus forte, et il en résulte dans certains cas une économie considérable;

4° La dépense du premier entretien de la chaussée et des accotements est entièrement supprimée;

5° Enfin les chaussées ainsi construites offrent une bien plus grande solidité et exigent par conséquent moins d'entretien annuel.

Mémoire de M. l'ingénieur Dumas. — En 1843, dans son mémoire que nous avons déjà cité sur la construction des chaussées en empierrement, M. l'ingénieur en chef Dumas décrit nettement les avantages du cylindrage, et, malgré la crainte de nous exposer à des redites, nous croyons devoir reproduire ici quelques extraits de son mémoire :

Consolidation de la chaussée. — Lorsque les matériaux ont été placés de manière à donner à la chaussée ses dimensions normales et dans les conditions les plus favorables pour faciliter sa liaison, il s'en faut de beaucoup qu'on puisse regarder le travail de construction comme terminé. Dans cet état, la chaussée est encore à peine praticable pour les voitures auxquelles elle impose un énorme tirage. Les matériaux étant simplement juxtaposés, les roues les écartent sans peine et creusent rapidement des frayés de plus en plus prononcés qui tendent à se refermer sur eux-mêmes, et dans lesquels elles ne peuvent bientôt se mouvoir qu'avec une extrême difficulté. La circulation ne devient facile que lorsque le passage prolongé des voitures, par le brassement, la trituration, le mélange des détritus et la pression qui en résultent, a donné enfin de la fixité aux matériaux, et formé du tout une masse compacte et résistante.

Or on doit se demander s'il est bien convenable d'imposer au roulage ce pénible travail de consolidation, et si ce n'est pas un devoir pour l'administration de livrer au public des routes tout à fait terminées et immédiatement praticables, ainsi que cela a lieu, par exemple, à l'égard des routes pavées. La réponse ne saurait être douteuse.

Lorsque la liaison de la chaussée s'opère par le passage des voitures, elle a lieu d'une manière lente, irrégulière, et avec une énorme déperdition de forces, attendu que ces forces agissent au hasard et sans aucune direction. Il est évident que la consolidation opérée par les moyens rationnels, comme ceux que peut employer l'administration, serait infiniment plus économique, car la régularité, l'ordre, l'organisation du travail supposent nécessairement le bon emploi et l'économie des forces. On dirait en vain, que s'il y a perte pour le public, il y a bénéfice pour le fisc à laisser les choses s'arranger d'elles-mêmes. L'administration à qui est dévolue la direction des forces sociales, ne doit pas s'isoler du public et imposer au roulage une perte de 10 p. 100 pour s'éviter à elle une perte de 1, et il serait aisé de faire voir que la proportion que nous indiquons ici n'a rien d'exagéré. Mais il y a plus, l'intérêt fiscal est en réalité parfaitement d'accord avec l'intérêt public.

En effet, l'administration peut bien se dispenser du travail de consolidation, mais non pas du travail d'entretien de la route. Or l'entretien d'une chaussée neuve, qui n'a subi aucun travail d'affermissement, est pendant longtemps très-dispendieux, attendu que la réaction étant égale à l'action, si elle impose une grande gêne aux voitures, les voitures lui font éprouver une fatigue exactement proportionnelle. Il semble que le roulage veuille ainsi protester, à sa manière, contre un système défectueux. Que si, au contraire, on lui donne une surface unie et liée, il est évident que ne rencontrant aucun obstacle il glissera inoffensif sans occasionner aucun dommage, et que dès lors on pourra regagner, par l'économie sur l'entretien, bien au delà de ce qu'aura coûté le travail de consolidation.

Concluons de là que l'administration, dans un intérêt purement fiscal aussi bien que dans de saines vues économiques, ne doit livrer au public que des chaussées immédiatement praticables en présentant un tirage aussi faible que possible, ou, en d'autres termes, réalisant le plus haut degré de beauté. Nous allons examiner quels sont les moyens d'obtenir ce résultat.

Remarquons d'abord que c'est la compression exercée par les roues des voitures qui finit par lier les matériaux, et que cet effet est d'autant plus prompt et plus complet que les roues sont plus larges et le chargement plus lourd. Le moyen le plus simple d'arriver artificiellement au même résultat consiste donc à soumettre la chaussée au passage d'une roue très-large et très-pesante, c'est-à-dire à faire usage de ce qu'on appelle le rouleau ou cylindre compresseur dont les bons effets, signalés il y a une vingtaine d'années par M. Polonceau, sont aujourd'hui pleinement confirmés par l'expérience.

Cylindrage. — Le cylindre compresseur, pour fonctionner aussi économiquement que possible, doit satisfaire à deux conditions : 1° n'exiger que le moindre tirage pour un poids donné; 2° se prêter à des poids variables, de telle sorte qu'on puisse augmenter la pression à volonté, et rendre au besoin les déplacements moins dispendieux.

Le cylindre remplira la première condition, si son diamètre est celui des plus grandes roues, c'est-à-dire 1^{m},80 à 2 mètres, car on sait que le tirage diminue en raison directe de la racine carrée du diamètre. Il est vrai qu'un diamètre plus grand donnerait encore un tirage moindre, mais le cylindre serait embarrassant à mouvoir, et la traction par les chevaux ne s'exercerait pas d'une manière aussi avantageuse. Un diamètre de 1^{m},80 à 2 mètres exige une largeur de 1^{m},50 pour que la masse soit suffisamment en équilibre.

On pourra augmenter à volonté le poids du cylindre : 1° si l'intérieur est creux;

2° s'il est accompagné d'un châssis susceptible de recevoir un chargement plus ou moins considérable.

Les cylindres dont on se sert sont de deux sortes : en fonte, ou en bois revêtu de bandes en fer. Ils pèsent environ 3,000 kilogrammes vides, 6,000 kilogrammes pleins, et 8 à 10,000 kilogrammes au plus, avec la charge maximum du châssis. La pression peut donc varier de 20 à 75 kilogrammes par zone d'un centimètre, et elle est ainsi bien inférieure à celle des grosses voitures de roulage. Mais elle agit autrement, les matériaux pressés en même temps sur une grande étendue ne pouvant pas s'échapper comme cela a lieu avec les roues ordinaires. Toujours est-il que dans des conditions d'exécution convenables, elle est très-suffisante ainsi que l'expérience l'a démontré un grand nombre de fois. Il ne faut pas omettre de dire que le cylindre doit pouvoir s'atteler également à l'avant et à l'arrière, afin qu'on ne soit pas obligé de le faire tourner sur place, manœuvre difficile et qui présenterait beaucoup d'inconvénients.

Lorsqu'une chaussée neuve est livrée au roulage sans préparation aucune, les circonstances qui favorisent à la longue sa liaison, sont : 1° l'écrasement d'une partie des matériaux et l'apport par les roues de matières terreuses ayant pour effet de remplir peu à peu les vides ; 2° l'alternative des influences atmosphériques et surtout l'action des pluies. Or le cylindre écrase très-peu et n'amène rien sur la chaussée. De plus, comme il opère dans un très-court intervalle de temps, on ne saurait compter sur des pluies arrivant à point nommé en proportion exacte avec les besoins. Mais on peut suppléer à cette absence de circonstances favorables : 1° par le recassage de la surface et par l'étendage d'une petite couche de détritus, terre, etc. ; 2° par l'arrosage.

Enfin il faut bien remarquer que le cylindre ne pouvant pas comme les roues agir directement sur les matériaux situés à une certaine profondeur, son action se limite forcément à une couche beaucoup plus mince.

Ces principes posés, expliquons comment doit s'exécuter l'opération du cylindrage.

On fera d'abord passer le cylindre, à vide, après un recassage sur place. Ce premier passage ne fera guère que rapprocher les matériaux et glacer la surface, mais sans opérer aucune liaison, à moins qu'il ne s'agisse de matériaux très-tendres. On étendra ensuite une petite couche de matières liantes, ainsi qu'il a été dit précédemment, après avoir, toutefois, arrosé si le temps est trop sec. On fera passer de nouveau le cylindre à vide, ensuite plein et enfin complétement chargé. Pendant ces passages on répandra de nouveau des matières liantes sur les parties qui s'en trouveraient dégarnies. Il sera nécessaire de faire un ou plusieurs arrosages, suivant l'état atmosphérique et la nature des matériaux, pour faire pénétrer les matières liantes dans l'intérieur et pour rendre leur action plus efficace.

Le nombre des passages nécessaires pour opérer la liaison dépend de la nature des matériaux, un peu de la nature du sol et beaucoup de l'épaisseur de la couche. Les chaussées de $0^m,10$ à $0^m,12$ sont celles qui se lient le plus promptement. Il y a alors si peu de distance entre la surface inférieure qui s'appuie dans le sol et la surface supérieure saupoudrée de détritus, que tous les vides se remplissent aisément, et que tous les matériaux se trouvent en contact avec des matières tendres qui les fixent sans peine sous la pression du cylindre. Dans ce cas, huit ou dix passages sur chaque point de la chaussée sont à peu près suffisants ; savoir : deux à sec et à vide ; deux à vide après le répandage des détritus ; deux à plein et deux avec charge entière ; enfin un dernier passage à huit ou quinze jours de distance après que la route a été livrée au public.

Tous ces passages peuvent se faire, à peu près, avec le même nombre de chevaux, parce qu'à mesure que le poids augmente le rouler devient de plus en plus facile par le fait même de l'opération. Il faut d'ailleurs prendre garde de n'imposer aux chevaux qu'un effort de traction modérée, sans quoi leurs pieds, forcés de chercher un point d'appui dans la chaussée, détruiraient à chaque instant le commencement de liaison opérée par le cylindre. C'est ce qui rend l'opération difficile et dispendieuse dans les pentes. Là, le nombre des chevaux doit être beaucoup augmenté par rapport à celui nécessaire en plaine, et comme un attelage fonctionne d'ailleurs d'autant plus mal qu'il est plus nombreux, pour des pentes au-dessus de 5 centimètres le cylindrage devient à peu près impossible.

Si la chaussée avait plus de 10 à 12 centimètres d'épaisseur moyenne, il conviendrait de la construire en deux couches que l'on soumettrait successivement à l'action du cylindre. Seulement il ne faudrait pas attendre pour placer la deuxième couche que la première fût arrivée à l'état normal. Il vaudrait mieux, au contraire, profiter du moment où la circulation des voitures aurait amené quelques frayés à la surface. On ferait, en outre, coïncider cette opération avec un temps de pluie, ou bien on aurait soin d'arroser.

Nous avons dit que pour une épaisseur de 10 à 12 centimètres, 8 à 10 passages du cylindre étaient, en général, suffisants, mais ce chiffre ne peut avoir rien de rigoureux. Si le nombre des passages est faible, la chaussée conservera encore un peu de mobilité; dans ce cas, il faudra un entretien plus soigné, et partant plus dispendieux pour qu'elle ne se dégrade pas. Si le nombre des passages est considérable, l'opération du cylindrage aura coûté plus cher, la liaison étant plus parfaite, les frais ultérieurs d'entretien seront moindres. Il y a donc un certain nombre de passages qui est le plus avantageux sous le rapport économique, mais qu'on ne saurait préciser à l'avance, et que l'expérience seule peut faire connaître dans chaque cas particulier.

Application du rouleau compresseur à l'entretien. — Dans les premiers temps, on n'avait recours au rouleau compresseur que pour la consolidation des chaussées neuves. On ne tarda point à reconnaître qu'il était aussi très-avantageux de s'en servir pour l'entretien. C'est M. l'ingénieur Dufresne qui, le premier, signala ce fait.

L'entretien d'une route consiste à lui rendre en matériaux ce qu'elle perd par l'usure; or l'usure dépend de la nature des matériaux, de la circulation, et sur une route très-fréquentée, on arrive assez vite à une usure de $0^{m},04$ ou $0^{m},05$ par an.

Lorsqu'on procède à l'entretien par pièces, il faut dans de telles conditions que les pièces soient fréquentes et nombreuses, et elles donnent lieu aux mêmes inconvénients pour le roulage que les chaussées neuves. Cependant, ces inconvénients sont moins sensibles à cause de leur intermittence: ils n'en sont pas moins réels, et, au moment des emplois, on entend les plaintes s'élever de toutes parts. Le roulage doit amener par lui-même la consolidation, la prise des matériaux, et c'est une dépense considérable qui lui est imposée, en même temps que se produisent un broyage et une perte notable de matériaux.

Il est donc préférable à tous égards, profitable pour le roulage et pour le trésor public, de substituer, sur les routes très-fréquentées, le système des rechargements généraux cylindrés à celui des emplois par pièces.

On introduit ainsi dans la composition de la chaussée la quantité de détritus strictement nécessaire, tandis qu'avec les pièces il arrive souvent que les chaussées sont molles en hiver et mobiles en été.

Certains ingénieurs sont même d'avis, et peut-être ont-ils raison, que le système du rechargement général cylindré doit être appliqué même aux routes peu fréquentées.

Soit une route qui ne s'use que de $0^m,01$ par an ; on peut toujours entretenir l'uni de la surface au moyen de l'ébouage et du balayage et d'un peu de cailloux; la route s'amincira peu à peu, et au bout de six ans aura perdu environ $0^m,06$ de son épaisseur. On la rétablira dans son profil primitif par un rechargement général, et on recommencera une nouvelle période d'usure.

La période d'usure sera déterminée par le temps que la route met à passer de son épaisseur primitive à l'épaisseur limite, au delà de laquelle elle se couperait et s'effondrerait sous les charges.

Vers 1847, le général Burgoyne, directeur des routes d'Irlande, signale à son tour les avantages du rouleau compresseur appliqué à l'entretien. Il montre qu'il est indispensable de ne pas reculer devant la dépense supplémentaire que le cylindrage occasionne; il est évident, dit-il, que la consolidation de la chaussée par le roulage offre de graves inconvénients, qu'elle occasionne de grandes pertes à ceux qui se servent de la route, et par conséquent au public en général. Il n'est pas douteux que la somme dépensée ensuite pour entretenir la route ne soit plus grande que celle qu'eût exigée un cylindrage complet.

En 1847, M. l'ingénieur Bonamy insiste aussi sur la nécessité qui s'impose à tous égards de substituer le système des rechargements généraux cylindrés au système des pièces; ses arguments sont identiques à ceux que nous venons d'énumérer plus haut.

En 1851, dans un mémoire sur lequel nous aurons lieu de revenir plus loin lorsque nous traiterons la question des dépenses d'entretien, M. Graeff donne les résultats des expériences entreprises dans le département du Bas-Rhin :

L'entretien des routes, dit-il, a déjà été le sujet de bien des controverses. Du système des rechargements généraux qui arrêtait le roulage pendant des mois entiers, mais qui empêchait les chaussées de perdre leur épaisseur, on arriva au système opposé, celui du point à temps qui donne de très-belles routes, mais qui, au bout d'un certain nombre d'années, finit par manger son fonds, en usant en main-d'œuvre la plus grande partie des crédits affectés à l'entretien. Dans ce système, les routes offrent un aspect admirable, jusqu'à ce qu'on arrive à une épaisseur de chaussée assez petite pour qu'elles se ruinent tout d'un coup. Il y a certainement un milieu à tenir entre ces deux extrêmes, et l'on peut prendre de chaque système ce qu'il a de bon : on peut déjà faire mieux que le point à temps, en employant partiellement d'assez grandes quantités de matériaux pour restituer annuellement à la route ce qu'elle perd; mais il faut alors faire les emplois un peu en saillie sur la chausssée, et en général avec ce système il est rare de voir des routes bien unies; or, aujourd'hui que, par le cylindrage, un empierrement est immédiatement praticable au roulage et que la route prend un profil d'une régularité parfaite, il n'y a plus aucun motif pour rejeter les rechargements généraux; la seule question est d'aménager convenablement les routes. Ainsi, au lieu de restituer chaque année à une route ce qu'elle perd, on la laissera s'user parallèlement sur une certaine épaisseur pendant quelques années, en se bornant à entretenir sa surface unie par de petites réparations partielles ou par la méthode du point à temps, et on lui restituera ensuite, d'un seul coup, par un rechargement général toute l'épaisseur qu'elle aura perdue pendant les années antérieures.

Entretien des chaussées empierrées à Paris. — L'entretien des chaussées

empierrées à Paris présente des difficultés spéciales, qui se sont fait surtout sentir dans les dernières années de l'empire, lorsqu'on a voulu introduire le macadam jusqu'au centre de la ville et dans les parties les plus fréquentées. Aujourd'hui, la tendance est de revenir au pavé, et la transformation se poursuit de jour en jour. La question n'en conserve pas moins tout son intérêt, et mérite d'être étudiée afin que l'on sache bien ce qu'il convient de faire pour les grandes voies qui conduisent aux grandes villes ou qui les traversent, et qui sont soumises à une fréquentation exceptionnelle. Ce genre de chaussées se rencontre encore assez souvent sur tous les points du territoire : on trouvera sur l'entretien de ces voies de précieux renseignements dans l'extrait suivant du mémoire déjà cité de M. l'inspecteur général Homberg :

« Les difficultés particulières que présente l'entretien des empierrements de Paris viennent principalement :

1° De l'excessive fréquentation de ces voies;

2° De leur manque d'aération.

1° Ainsi qu'on le voit sur les renseignements statistiques, le nombre des voitures qui circulent sur les chaussées empierrées de Paris est hors de toute proportion avec le nombre des colliers que les routes les plus fréquentées de France ont à supporter. A la vérité, beaucoup sont des voitures de luxe légères qui usent peu les empierrements; cependant le nombre des véhicules dangereux pour la bonne conservation des chaussées est bien plus considérable que l'on ne pourrait croire au premier abord.

Sur 55,900 chevaux qui circulaient dans Paris en 1858[1], 24,500 seulement étaient attelés à des voitures bourgeoises, de remise ou de place, et le surplus, ou 31,400, traînaient des voitures d'omnibus, de messageries, de roulage, de cultivateurs ou de matériaux. Peu de voitures, peut-être, sont aussi nuisibles aux empierrements que les omnibus : ces voitures, traînées par deux chevaux et marchant avec vitesse, portent 26 personnes et ont des jantes de $0^m,05$ à $0^m,06$ de largeur; elles s'arrêtent fréquemment, et en repartant les chevaux exercent, pour vaincre l'inertie, un effet très-nuisible pour les empierrements. La longueur moyenne desservie par chaque omnibus est de 6,500 mètres, et chaque omnibus fait 14 à 15 voyages par jour, c'est-à-dire 91 kilomètres; or presque toutes les lignes d'omnibus suivent les voies empierrées. Ces voies sont donc parcourues très-fréquemment par ces voitures; sur le pont Neuf, par exemple, il y a environ 1,000 passages d'omnibus par jour. Les voitures qui transportent les matériaux de construction sont très-nombreuses depuis quelques années; n'ayant à parcourir dans Paris que des voies bien entretenues et à pentes douces, elles sont souvent chargées outre mesure. Enfin, les camions suspendus, qui font à grande vitesse la messagerie des chemins de fer, se multiplient beaucoup dans Paris et sont excessivement nuisibles aux empierrements, car leurs roues n'ont que $0^m,60$ de diamètre et $0^m,06$ à $0^m,07$ de largeur de jantes, et ils portent jusqu'à 3,500 kilogrammes.

Il est en outre une considération essentielle, sur laquelle nous devons insister, c'est qu'à l'intérieur de Paris, à l'opposé de ce qui se passe sur les promenades dans les environs et même sur les routes des départements, la circulation augmente dans une proportion considérable par le mauvais temps, alors que l'usure est incomparablement plus rapide; ainsi dans les journées de dégel

[1] 1858, époque où le recensement des chevaux affectés aux divers services a été fait exactement. Il a beaucoup augmenté depuis, mais il n'a pas été constaté.

notamment, les chaussées se couvrent de voitures qui y produisent l'effet le plus désastreux.

Si l'excessive fréquentation des voies de Paris produit, comme nous venons de le dire, d'incessantes dégradations sur les chaussées, elle rend, d'un autre côté, très-difficile la réparation de ces dégradations. Vu cette grande fréquentation, l'administration municipale a désiré, avec raison, que le gros travail d'entretien s'effectuât rapidement pendant les premières heures de la journée, et que sur les voies importantes, les quais, les ponts, les boulevards, la rue de Rivoli, etc., etc., aucune partie de la chaussée ne se trouvât, au delà de dix à onze heures, interdite à la grande circulation qui s'établit à cette heure du matin. Ces exigences, plus ou moins absolues selon les lieux, soulèvent des difficultés dont il faut tenir compte. L'apport des matériaux en temps opportun n'est pas la moindre de ces difficultés, car il est impossible que les matériaux soient approvisionnés à l'avance; il faut donc les tirer avant le jour de dépôts situés aux extrémités de la ville, et les faire parvenir à temps sur les lieux d'emploi, pour que le répandage puisse y être fait avec tout le soin désirable avant l'heure fixée. Passé cette heure, les cantonniers sans cesse dérangés par les voitures, exposés à des accidents, travaillent difficilement. Quelque soin que l'on ait mis au rechargement des flaches, ces rechargements, avant leur prise, sont souvent bouleversés et les pierres éparpillées sur la chaussée, et avant que le cantonnier ait pu rétablir l'emploi, une grande partie de ces matériaux sont écrasés par de nouvelles voitures.

2° Le manque d'une aération suffisante est aussi une grande difficulté d'entretien. On sait l'effet des plantations trop serrées sur les routes, et l'on comprend ce que doit être celui des maisons élevées; les quais de la rive gauche voient à peine le soleil l'hiver, et le voisinage de la Seine contribue à y entretenir une humidité permanente. On peut voir par les tableaux statistiques que les chaussées de certaines rues étroites coûtent fort cher d'entretien, relativement à leur peu de fréquentation. Dans ces rues peu de maisons encore écoulent leurs eaux directement à l'égout, en sorte que les ruisseaux qui bordent les chaussées sont toujours pleins d'eau, que les roues des voitures ramènent incessamment sur l'empierrement.

On comprend qu'en présence des difficultés que nous venons d'exposer, et qui ne se présentent pas également sur toutes les chaussées de Paris, des exigences plus ou moins absolues, suivant les lieux, des largeurs très-inégales des chaussées et de circulation très-variable, il ne peut convenir d'adopter et d'appliquer partout indifféremment un mode d'entretien uniforme.

Il est très-généralement reconnu aujourd'hui que les méthodes d'entretien qui conviennent dans certaines localités et avec certains matériaux, ne s'appliquent pas également bien dans d'autres conditions de sous-sol, de fréquentation, d'aération, etc., et avec des matériaux de natures diverses; or nous venons de montrer combien les voies de Paris diffèrent les unes des autres sous ces rapports, et nous avons exposé précédemment les considérations qui doivent déterminer l'emploi de matériaux de natures très-diverses.

Depuis la création des voies empierrées dans Paris, tous les ingénieurs qui ont été chargés de leur entretien ont fait tous leurs efforts pour y appliquer les méthodes les plus convenables et perfectionner ces méthodes en les appropriant à la situation toute particulière de ces voies, de manière à obtenir en même temps économie et bonne viabilité.

Pendant les premières années, on a généralement suivi la méthode des rechar-

gements partiels dite du *point à temps;* on employait des silex cailloux bruts à 6 francs, des silex cailloux cassés à 8 francs, de la meulière des environs de Paris, Buc, Versailles, Verrières, à 16 francs, et de la meulière de Montgeron à 17 ou 18 francs. Ces matériaux devaient passer par l'anneau $0^m,06$, mais on apportait une grande tolérance à ce cassage; les emplois étaient faits avec le plus grand soin et en se conformant autant qu'il était possible à toutes les prescriptions de l'administration; les flaches étaient nettoyées et piquées, autant que le permettait l'active circulation, qui apportait souvent à ce travail un obstacle presque absolu; l'apport des matériaux et leur emploi se faisaient à toute heure de la journée, ce qui causait souvent de grands embarras à la circulation. On avait été obligé de restreindre l'emploi du silex aux voies peu fréquentées par de lourdes voitures, et l'on réservait la meulière de Montgeron pour les voies les plus fréquentées. Dans ces conditions, le prix moyen de l'entretien revenait à 2 francs 31 cent. le mètre carré. Les chaussées étaient maintenues dans un état de viabilité assez satisfaisant; mais la meulière poreuse des environs de Versailles et Buc, s'écrasant rapidement et retenant d'ailleurs toujours une quantité plus ou moins considérable de terres glaiseuses, au sein desquelles elle est extraite, fournissait une boue grasse et abondante. De plus, quel que fût le soin apporté aux rechargements partiels, ils formaient presque toujours une bosse sur le profil général des chaussées, qui restaient ondulées. Les premiers perfectionnements ont consisté : 1° dans l'exclusion de la meulière de qualité inférieure, à laquelle on a partout substitué la meulière compacte du plateau de la Brie, de qualité équivalente à celle de Montgeron; et 2° dans une exigence plus grande relativement au cassage; toutes les pierres ont dû satisfaire rigoureusement à la condition de passer en tous sens dans l'anneau de $0^m,06$ de diamètre; on a exigé aussi qu'elles fusssent complétement purgées de terres glaiseuses.

Les empierrements se sont promptement ressentis de cette amélioration dans les matériaux employés à leur entretien; mais le mode d'entretien par petits rechargements partiels que l'on ne pouvait cylindrer et qui ne faisaient prise que sous les roues des voitures, laissait toujours beaucoup à désirer. Sous l'active circulation des voies de Paris, l'usure est rapide, et ces rechargements devaient être très-multipliés, si l'on voulait ne pas laisser s'amaigrir l'empierrement. De plus il fallait, pour restituer incessamment à la chaussée son épaisseur primitive, donner à chaque rechargement une hauteur supérieure aux parties environnantes déjà usées, et l'on arrivait ainsi à avoir une bosse, au lieu de la flache réparée; on ne pouvait donc obtenir que des chaussées inégales et sans cesse parsemées de rechargements non liés qui faisaient prise, il est vrai, très-rapidement sous le passage incessant des roues de voitures, mais non cependant sans fatiguer beaucoup les chevaux attelés à ces voitures. De plus, avec ce système, il était impossible sur les voies très-fréquentées de faire tous les emplois avec le soin qu'ils réclament dans les premières heures de la journée; il fallait répandre des matériaux, même au milieu de la circulation la plus active; ce qui ne pouvait avoir lieu sans exposer les ouvriers à perdre inutilement beaucoup de matériaux qui s'éparpillaient et que les cantonniers ne pouvaient à temps ramener à l'emploi, et surtout sans apporter une grande gêne à la circulation[1].

[1] On a essayé sur quelques voies de Paris la méthode des emplois-bétons, dont M. l'ingénieur en chef Monnet a obtenu de si remarquables résultats dans le Jura; mais l'impossibilité de

On a donc pris le parti d'entretenir les chaussées très-fréquentées et d'une largeur suffisante par la méthode dite *des aménagements*, c'est-à-dire qu'on laisse l'empierrement de ces chaussées s'user et s'amaigrir, en se bornant à entretenir l'uni de leur surface en comblant les flaches par de faibles rechargements, qui ne dépassent pas le niveau du profil général.

Lorsque la chaussée est usée uniformément de $0^m,10$ à $0^m,12$ seulement, on procède à son rechargement; l'expérience a appris qu'il est avantageux de ne pas attendre que les chaussées soient très-usées pour procéder à cette opération, et que les rechargements de $0^m,08$ à $0^m,10$ sont préférables à ceux dont l'épaisseur dépasse $0^m,12$; à la vérité il faut plus fréquemment faire éprouver à la circulation la gêne inévitable qu'entraîne toujours cette opération; mais ces minces rechargements, quand ils sont faits avec soin, font très-rapidement prise sous l'action du rouleau, et la gêne est d'une durée bien moins grande

La méthode des rechargements généraux, il est vrai, a deux inconvénients : on y passe constamment d'un bombement insuffisant à un bombement un peu exagéré sans s'arrêter au profil normal, à celui qui conviendrait le mieux à la largeur de la chaussée.

Quoi qu'on fassse d'ailleurs, en ne cylindrant que par demi-largeur de chaussée et en travaillant de nuit, il n'en existe pas moins pendant plusieurs jours une grande gêne pour la circulation, mais on peut choisir pour cette opération les époques de l'année où la circulation est la moins active.

Les deux inconvénients que nous venons d'exposer sont largement compensés par l'avantage d'avoir pendant longtemps, après chaque cylindrage, une chaussée très-unie et très-régulière qui n'exige que des réparations presque insignifiantes. Cette méthode, d'ailleurs, économise beaucoup les matériaux qui sont ainsi presque tous employés utilement. Les précautions à prendre pour que ces rechargements réussissent bien sont :

1° De ne les entreprendre qu'en temps humide ou s'il fait sec, après avoir, dès la veille, abondamment arrosé la chaussée, afin que la couche de matériaux neufs se lie avec l'ancienne chaussée. Un léger piquage de cette chaussée qui s'exécute généralement pendant la nuit contribue beaucoup à établir cette liaison.

2° La couche de matériaux neufs ayant été répandue avec soin, sans addition d'aucun détritus, on l'arrose et on la cylindre à plusieurs reprises, jusqu'à ce que les matériaux soient bien pressés et serrés les uns contre les autres; alors on répand uniformément sur toute la surface du sable ou des détritus, convenablement choisis et arrosés abondamment, en cylindrant de nouveau pour faire pénétrer ces matières d'agrégation dans tous les vides. Il importe beaucoup de ne pas mettre trop de ces matières, et pour cela on doit les répandre à plusieurs fois et à mesure qu'elles pénètrent dans la couche du rechargement. Enfin, il est fort important, pour les chaussées qui ne sont pas bordées de larges revers pavés, de n'entreprendre le rechargement sur la deuxième moitié de la chaussée que lorsque la première moitié est complétement prise et peut sans inconvénient être livrée à la circulation.

Pour les chaussées étroites ou même de moyenne largeur, mais très-fréquentées, la méthode des rechargements par demi-largeur des chaussées n'étant pas possible, voici comment on procède à l'entretien de l'empierrement. Les

faire le béton sur place, et surtout l'impossibilité aussi grande de laisser les emplois faire prise, avant de les livrer à la circulation, a dû y faire renoncer.

matériaux, pour les raisons données déjà, arrivent des dépôts aux lieux d'emploi presque en même temps que les cantonniers. On ne peut abandonner ces matériaux ni sur la chaussée ni sur les trottoirs; ils doivent donc être répandus immédiatement, et par conséquent le piquage préalable des flaches est impossible. Tout ce que les cantonniers peuvent faire est d'en marquer le contour, de les balayer ou les arroser suivant le besoin. Lorsque ensuite les matériaux sont répandus, on ne les abandonne pas à eux-mêmes; ils sont d'abord retroussés sur $0^m,30$ environ de largeur pour permettre le piquage du contour des flaches; puis après cette opération et le rabattement, on pilonne l'emploi fortement à la circonférence, moins énergiquement au milieu; on arrose et l'on fait un premier et léger sablage; même pendant ces mains-d'œuvre les voitures circulent librement, et quand elles sont terminées, les cantonniers n'ont plus qu'à venir de temps en temps effacer le frayé avec le pilon, puis arroser et sabler modérément au fur et à mesure que les matériaux se serrent et font prise. Par ce procédé sur les voies fréquentées, il suffit de quelques heures pour que la prise soit complète; sur les voies peu fréquentées on suit le même système, à cette seule différence près qu'on pique la surface des flaches aussi complétement que l'heure d'arrivée des matériaux et les exigences de la circulation le permettent.

La même méthode est également mise en pratique sur les voies larges pour entretenir l'uni de leur surface entre les rechargements périodiques dont nous avons parlé.

On emploie en général, comme matière d'agrégation, le sable obtenu en lavant dans les ruisseaux les boues des chaussées, et comme ce détritus ne fait jamais défaut et qu'il y en a toujours à pied d'œuvre plus qu'il n'est nécessaire, il est difficile d'empêcher les ouvriers d'en employer plus qu'il ne conviendrait. Quand il en a été introduit ainsi en excès dans un rechargement, on fait passer sur cette chaussée, après sa prise complète, des tonneaux d'arrosement et on la noie d'eau; alors quelques tours de cylindre suffisent pour faire sortir à l'état de boue liquide tout l'excès de détritus. *On fait suer la chaussée*, comme disent les ouvriers, et il n'y reste que juste la quantité de détritus nécessaire pour remplir exactement les vides existant entre les pierres qui se touchent toutes. On obtient ainsi à peu de frais une excellente chaussée. Ce mode d'opérer, qui économise beaucoup les frais de cylindrage et le temps pour la prise des chaussées, a le grave inconvénient de produire, à un moment donné, une boue considérable; aussi doit-on le proscrire sur les voies de grande circulation, et nous n'en autorisons l'emploi que sur les voies peu fréquentées et à la condition de faire le lavage la nuit ou le matin de très-bonne heure.

Le lavage à grande eau des voies empierrées s'exécute aussi avec avantage, mais cependant avec quelques modifications dans une autre circonstance. Lorsque, après une sécheresse un peu prolongée, les chaussées sont couvertes d'une couche épaisse de poussière durcie par l'effet des arrosements successifs et de la grande fréquentation, le balai n'a plus d'action sur cette croûte; alors s'il survient au milieu du jour une pluie abondante, la voie se couvre d'une grande quantité de boue dont on ne peut la débarrasser au milieu des voitures qui sillonnent la chaussée, et l'on est obligé de la laisser jusqu'à la nuit; si, au contraire, il survient une pluie fine ou un brouillard épais, cette croûte terreuse se transforme en boue grasse qui s'attache aux roues et cause l'arrachement des matériaux. Il y a donc un grand avantage à prévenir ces deux éventualités; on y parvient en arrosant, le matin de bonne heure et avant d'être gêné par la circu-

lation, cette quantité de détritus par un lavage abondant. On fait, pour cela, dans la première heure, passer des tonneaux d'arrosement sur la chaussée et on la couvre d'eau, mais on n'attend pas alors que cette eau pénètre dans l'empierrement et on la balaye immédiatement avec la boue liquide dans les ruisseaux, où l'on sépare le sable des matières légères qui le tiennent en suspension pour le recueillir et le faire enlever. On emploie en moyenne par jour, pour cet enlèvement, 56 voitures qui transportent aux décharges publiques 225 mètres cubes. Le cube de détritus et de boue enlevée par an est donc environ de 82,125 mètres cubes.

Le lavage des boues dans les caniveaux est une des opérations les plus difficiles et les plus onéreuses de l'entretien en bon état de propreté et de viabilité des voies empierrées de Paris.

Si l'on pouvait pousser immédiatement aux bouches d'égout les boues balayées sur nos chaussées, leur entretien en bon état de propreté ne présenterait que peu de difficulté; mais cette boue contient une si grande quantité de crottin de cheval et de détritus légers que le sable fin provenant de l'usure de nos matériaux y reste indéfiniment en suspension et ne se sépare pas, même par un dépôt de vingt-quatre heures. Toutefois, dès que cette boue liquide se trouve soumise à l'eau courante, les matières légères sont entraînées et le sable se dépose. C'est ce qui arrive inévitablement dès qu'elle est projetée sur le radier à faible pente des égouts, où elle détermine des ensablements qui ne permettent plus d'opérer le curage des galeries souterraines par les moyens ordinaires des chasses et des wagons-vannes, et exigent un travail considérable pour leur extraction. De là, nécessité de séparer le sable de la boue avant son écoulement aux égouts. Cette séparation s'opère dans les ruisseaux, où la boue est d'abord balayée et ensuite agitée et triturée sous le courant de l'eau pure qui sort des bouches sous trottoir.

Ce lavage des boues, très-désagréable aux piétons qui fréquentent les voies publiques, doit être fait le matin de bonne heure; et c'est pour atteindre ce but que le lavage des chaussées, que l'on peut faire à son jour et à son heure, est très-utile à Paris. Lorsque l'opération a été bien faite, toutes les pierres du macadam apparaissent comme une mosaïque, la chaussée est dure et sonore et elle peut être livrée à une grande circulation de voitures, et recevoir une pluie abondante sans se couvrir de boue. »

USURE ET FRAIS D'ENTRETIEN DES CHAUSSÉES D'EMPIERREMENT DANS LES DIVERS SYSTÈMES.

Nous ne nous sommes pas arrêté sur les frais de construction des routes, et cela se conçoit, car ces frais sont très-variables d'un pays à l'autre, puisqu'ils dépendent du prix des terrains et du prix des matériaux.

Le prix de revient d'un chemin donné est dans tous les cas facile à établir. Soit, par exemple un profil en travers composé d'une chaussée de 3 mètres avec bombement de $\frac{1}{50}$, des accotements de 1^{m},50 et des fossés de 1^{m},50 de largeur et de 0^{m},50 de profondeur; lorsque ce profil sera appliqué à fleur de sol, il occupera 9 mètres de terrain, donnera lieu à des terrassements qui ne seront pas inférieurs à 1^{mc},50 par mètre courant, et à un emploi de cailloux de 0^{mc},52 par

mètre courant. En comptant le terrain à 4,000 francs l'hectare, les terrassements à 1 franc le mètre cube et les matériaux à 5 francs le mètre cube, le prix de revient du mètre courant de route sera de 7f,70 au minimum, soit 7,700 francs au kilomètre. Généralement, ce prix sera beaucoup plus élevé, car nous n'avons tenu compte ni des déblais, ni des remblais dus au relief du terrain, ni des ouvrages d'art, ni du cylindrage. Mais on voit par cet exemple comment il est possible de se rendre compte en un instant du prix de construction d'une route.

Pour l'entretien, la question est beaucoup plus complexe, et il s'agit de résoudre deux problèmes difficiles :

1° Quelle est la somme annuelle nécessaire pour maintenir une route donnée dans son état normal, sans la laisser dépérir ?

2° Étant donné le crédit d'entretien en bloc, faire le partage de ce crédit entre les matériaux et la main-d'œuvre de manière à obtenir une belle route sans amoindrir le capital qu'elle représente.

Bien des ingénieurs se sont posé ces problèmes, dont on ne s'inquiétait guère avant 1840, et en ont donné des solutions que nous allons examiner.

Mémoire de M. Dupuit sur les frais d'entretien des empierrements. — M. Dupuit commence par examiner avec quelques détails la plupart des cas dans lesquels peut se trouver une route par rapport au crédit d'entretien qu'on lui accorde.

Il prend une route qui, pour réparer son usure annuelle et conserver son état normal, exige les dépenses suivantes, il ne s'agit bien entendu que de nombres hypothétiques :

5,000 mètres cubes de matériaux à 3 fr. . . .	15,000 fr.
25 cantonniers à 400 fr.	10,000
	25,000

Telle est la division forcée du crédit d'entretien normal ; avec elle la route ne s'use pas et reste toujours belle. Mais il est bien rare que, dans la pratique, ce soit précisément cette divison-là qu'on adopte ; on partage le crédit un peu au hasard, à l'œil, comme on dit, et alors deux cas peuvent se présenter :

1° On force la main-d'œuvre : on prend, par exemple trente cantonniers, ce qui augmente la main-d'œuvre de 2,000 francs et diminue les matériaux de 2,000 francs, soit 666 mètres cubes de cailloux en moins par année. Qu'arrive-t-il ? Les cantonniers ont du temps de reste, ils peuvent soigner tous les détails et ils obtiennent une route parfaitement belle et unie ; mais, cette route s'use sans cesse, d'une manière peu sensible, il est vrai, car 666 mètres cubes de cailloux, répandus sur une route de 5 mètres de large et de 50 kilomètres de longueur au moins, ne représentent qu'une hauteur de $0^{m},0025$, et même moins si l'on tient compte de la compression. L'usure n'en est pas moins réelle ; le capital de la route fond peu à peu, et le mal finira par se faire sentir vigoureusement après quelques années d'une sécurité trompeuse, car la route aura toujours le maximum de beauté.

2° Faites le partage en sens inverse et forcez la quantité de matériaux. Ne prenez plus que 20 cantonniers et 5,666 mètres cubes de cailloux. Il arrivera que les cantonniers, surchargés de besogne, ne pourront ébouer et balayer que lorsqu'il y aura des couches épaisses de boue et de poussière, la proportion de détritus augmentera dans la chaussée ; celle-ci deviendra molle et d'une médiocre viabilité, bien qu'elle aille en augmentant d'épaisseur et en cube de matériaux.

On sera forcé d'employer les cailloux en grandes pièces et en rechargements généraux, ce qui determinera la formation de frayés et d'ornières ; en somme, on aura une mauvaise route. Mais on aura toute facilité pour la rendre bonne en la balayant et l'ébouant à outrance pendant un an ou deux, sans lui donner de matériaux que ce qui est nécessaire pour maintenir l'uni de la surface.

Au lieu d'avoir le crédit total nécessaire à l'entretien, 25,000 francs, il peut arriver qu'on ait davantage, alors on augmentera, je suppose, la main-d'œuvre et on sera forcé de faire broyer par le roulage et de lui donner à incorporer dans la chaussée plus de matériaux qu'il n'est utile, il faudra prolonger le temps des emplois ; en somme on aura une plus mauvaise route qu'avec le crédit normal, et l'excès de dépense sera non-seulement inutile, mais même nuisible.

Enfin, et c'est le cas le plus ordinaire, le crédit est insuffisant pour l'entretien normal de la route ; on n'a, par exemple, que 18,000 francs, que l'on partage ainsi :

10,000 francs de matériaux au lieu de. . . 15,000 fr.
8,000 francs de main-d'œuvre au lieu de. . 10,000

Les cantonniers, ayant moins d'emplois à faire, pourront soigner leur route un peu plus, et celle-ci aura un bel aspect et sera d'autant plus agréable au roulage qu'elle ne le gênera point par ses cailloux. Il suffira que la main-d'œuvre soit suffisante pour enlever constamment tous les détritus, et les matériaux en assez grande quantité pour boucher toutes les flaches qui viennent à se produire. S'il en est ainsi, on pourra avoir une route superbe, mais qui s'usera et s'amincira rapidement, si elle est soumise à une circulation de quelque importance.

Mais, si, voulant s'opposer à l'usure, on force en matériaux en réduisant en core la main-d'œuvre, on ne pourra procéder à l'enlèvement des détritus et la chaussée deviendra boueuse et molle ; le roulage la trouvera détestable, bien qu'elle renferme beaucoup plus de matériaux que dans le cas précédent. On voit donc, d'après les explications précédentes, qu'il convient d'affecter à chaque route un crédit déterminé pour l'entretien normal et de partager ce crédit en deux portions bien déterminées, l'une pour les matériaux, l'autre pour la main-d'œuvre.

Ayant fait ces raisonnements, M. Dupuit passe à l'examen de l'usure : il combat l'idée qui attribue aux ornières et aux cahots la plus grande partie de l'usure. Les ornières et les cahots n'existent que sur les mauvaises routes, c'est-à-dire sur celles où la proportion de détritus est considérable ; les cailloux, choqués par les roues, s'enfoncent donc dans la boue et dans la masse molle de la chaussée et ne sont pas écrasés. L'excès de détritus est un préservatif de l'écrasement ; au contraire, sur une bonne chaussée ferme, tout caillou roulant ou non lié est pris entre l'enclume et le marteau et se trouve broyé.

Mais sur une bonne route bien unie, l'usure par écrasement est assez faible, si ce n'est au moment de l'emploi ; l'usure de la surface parallèlement à elle-même, c'est-à-dire l'usure par le frottement des roues et des attelages est beaucoup plus considérable qu'on ne l'a cru pendant longtemps, et les surfaces les plus unies s'usent avec rapidité lorsqu'elles sont soumises à une grande circulation ; c'est ce qui explique le peu de succès des chaussées bétonnées, soit avec du mortier de chaux, soit avec du mortier de bitume.

Le roulage peut être très-doux, sans frayé et sans ornière, et cependant l'usure considérable ; là où les matériaux sont durs et la circulation faible, l'usure an-

nuelle peut n'être pas très-sensible, et c'est ce qui a trompé plus d'une fois ; mais la fréquentation produit sur les routes l'effet du microscope, elle grossit et rend immédiatement visibles des causes de destruction imperceptibles sans elle. Si l'on passe d'une fréquentation de 100 colliers par jour, ce qui se rencontre souvent sur les routes de département, à une fréquentation de 6,000 colliers, comme celle qu'on rencontre à Paris, l'usure qu'on remarque ici en une année, et qui est de plusieurs centimètres, sera imperceptible là et ne représentera plus qu'un nombre insignifiant de millimètres.

Récapitulant les notions précédentes, on voit, dit M. Dupuit, que l'épaisseur des chaussées constitue une espèce de capital qui, dans certains cas, vient couvrir l'insuffisance du revenu, et dans d'autres, peut s'augmenter lorsque le revenu est trop considérable. Malheureusement, il y a entre le capital et le revenu une connexité telle qu'il n'est pas possible de distinguer sans certaines précautions particulières ce qu'on enlève à l'un ou ce qu'on ajoute à l'autre. Il y a même cela de particulier que les routes sont d'autant plus belles qu'on demande moins au revenu et qu'on prend plus au capital.

Il ne faut donc pas se fier à l'apparence et prendre pour de l'entretien normal et pour une restitution de l'usure ce qui n'est qu'un entretien superficiel. Pour prouver la supériorité d'un système d'entretien, il faut justifier, non-seulement qu'on a obtenu une bonne route, mais encore qu'on n'a rien pris sur le capital.

Cela revient à dire qu'il faut trouver un moyen de déterminer l'usure annuelle. Ce qui paraît le mieux atteindre ce but, c'est de recueillir avec soin, pendant un an, sur plusieurs routes, le détritus enlevé, soit en boue, soit en poussière. Sans doute, sur une route en mauvais état, on peut à certaines saisons enlever d'énormes quantités de détritus et purger la chaussée de tout l'excès qu'elle contient, mais sur une bonne route, à l'entretien normal, l'excès de détritus que l'on ramasse à la surface, et qu'on enlève au balai ou au rabot, est bien déterminé ; la composition de la chaussée étant maintenue sensiblement constante, le détritus enlevé représente bien l'usure.

On a objecté que beaucoup de matières étrangères s'amassaient sur les routes d'une manière ou d'une autre ; cela peut être vrai dans les traverses, mais une observation attentive montre qu'en plaine cette influence est bien faible, on le reconnaît d'abord à l'examen des détritus et ensuite à leur densité, qui est toujours supérieure à celle du caillou, ce qui ne se produirait point si la proportion des matières étrangères, telles que feuilles, déjections, etc., était notable, car ces matières possèdent une faible densité. D'autre part, le vent et la pluie entraînent bien une partie du détritus qui se forme à la surface des routes, et, dans certains cas, cette partie peut être très-considérable. De sorte qu'en mesurant le cube annuel de détritus enlevés par les cantonniers, on obtiendra plutôt un minimum de l'usure qu'un maximum.

Ayant fait pour chaque route la détermination de l'usure annuelle, on pourra arriver à la connaissance des dépenses annuelles nécessaires pour l'entretien normal.

En mettant à part quelques influences tout à fait secondaires, telles que la largeur des routes, leur pente, le climat, l'exposition, les plantations, etc., on peut, suivant M. Dupuit, réduire à quatre les circonstances qui influent sur les dépenses d'entretien des routes, à savoir : la fréquentation, la qualité des matériaux, leur prix et celui de la main-d'œuvre.

1° La dépense d'entretien est proportionnelle à la fréquentation des routes. En effet, un frottement double détermine une usure double, une consommation

double, une main-d'œuvre et par suite une dépense doubles. Cependant, ce principe devient faux pour les petites fréquentations, car le cantonnier est chargé de maintenir les terrassements, d'entretenir les talus et les fossés de la route, et cela devient une notable partie de sa tâche pour une route peu fréquentée où les cantons sont très-longs. En réalité, dans la pratique, la dépense d'entretien croît moins vite que la fréquentation.

2° La dépense d'entretien est proportionnelle aussi à la qualité des matériaux, c'est-à-dire à l'usure annuelle. Certains matériaux très-durs forment une mosaïque serrée et donnent par exemple 100 mètres cubes d'usure annuelle pour une fréquentation déterminée ; d'autres matériaux tendres se pulvériseront sous le frottement et donneront 200 mètres cubes d'usure. Il est évident que leur emploi donnera lieu à une main-d'œuvre double, et, toutes choses égales d'ailleurs, à une dépense double. M. Dupuit propose de classer les matériaux, c'est-à-dire d'en fixer la qualité relative par l'usure annuelle qui résulte de leur emploi sur 1 kilomètre de route et pour 100 colliers de circulation ; si cette usure est de 50, de 80 mètres cubes, on représentera la qualité des matériaux par les chiffres 50 ou 80. Connaissant le nombre qui représente la qualité ainsi que la fréquentation en 100 colliers, on obtiendra l'usure annuelle totale par kilomètre en faisant le produit de ces deux nombres.

3° La dépense d'entretien est proportionnelle au prix des matériaux employés. Mais il faut évaluer ce prix d'une certaine manière en ajoutant au prix des matériaux à pied d'œuvre la somme qui en représente l'emploi ainsi que l'enlèvement des détritus correspondants. Supposons qu'un cantonnier, payé 500 francs par an, puisse employer 200 mètres cubes de cailloux et enlever tous les détritus auxquels ces cailloux donneront naissance ; il en résultera par mètre cube de cailloux une main-d'œuvre de 2f,50 ; si le caillou coûte 3 francs ou 6 francs, son prix total de revient, après qu'il aura passé sur la route, sera de 5f,50 ou 8f,50, y compris l'achat et toute la main-d'œuvre nécessaire à sa transformation. C'est là ce qu'il faut entendre par le prix du caillou, et c'est évidemment à ce prix composé que la dépense d'entretien est proportionnelle.

Soit une route d'une fréquentation de 250 colliers, sur laquelle on emploie des matériaux dont la qualité est représentée par 70, qui coûtent 7f,20 le mètre cube ; chaque cantonnier est payé 520 francs par an et peut faire passer sur la route 200 mètres cubes de cailloux, cela fait une main-d'œuvre de 2f,60 par mètre cube. Le prix total d'un mètre cube de cailloux, tout compris, est donc de 9f,80, et la dépense totale de l'entretien par kilomètre ressort à :

$$(1) \qquad 2,5 \times 70 \times 9,80 = 1,715 \text{ francs}$$

La fréquentation s'obtient par des relevés spéciaux qui se font généralement tous les cinq ans ; sans doute, chaque collier ne produit pas la même usure sur la route, mais il s'établit une sorte de moyenne, excepté dans quelques cas tout à fait exceptionnels que l'on saura toujours distinguer.

La qualité des matériaux est plus difficile à apprécier ; on pourra l'obtenir par comparaison avec des résultats connus, mais il vaudra mieux procéder à des expériences directes pour déterminer l'usure, et on en déduira le coefficient numérique qui mesure la qualité.

Quant à la main-d'œuvre, elle se déduit de la connaissance de l'usure et de la fréquentation ; on sait qu'un cantonnier peut employer par année 200 mètres cubes environ de cailloux et enlever les détritus correspondants. Connaissant

l'usure u par kilomètre et par 100 colliers et la fréquentation f en centaines de colliers, la consommation en mètres cubes de matériaux sur une longueur x de route sera l, u, x, et, si l'on veut que la longueur x représente un canton, il faudra la déduire de l'équation

$$lux = 200 \qquad (2) \quad x = \frac{200}{l.u};$$

Ainsi se trouve déterminée la longueur des cantons. Si le cantonnier est payé un prix p par an, on aura le prix total d'un mètre cube de cailloux ayant passé sur la chaussée, en ajoutant au prix brut la quantité $\frac{p}{200}$.

Ainsi, les trois éléments de la formule (1) seront connus, et on obtiendra par leur produit la dépense totale de l'entretien au kilomètre.

Quant au partage à faire entre les matériaux et la main-d'œuvre, il résultera de la connaissance de la longueur du canton ; divisant le salaire annuel du cantonnier par la longueur de son canton on obtiendra la somme afférente à la main-d'œuvre par kilomètre.

Les calculs précédents peuvent même servir à déterminer jusqu'à quelle limite il convient de recourir à des matériaux de telle ou telle qualité. Soit des matériaux dont la qualité est représentée par 50 (nombre de mètres cubes usés annuellement par kilomètre et par 100 colliers) et qui coûtent 6 francs ; soit d'autres matériaux dont la qualité est représentée par 100 et qui coûtent 2 francs ; admettons que la main-d'œuvre s'élève à 2f,50 par mètre cube, le prix total de chaque espèce de matériaux sera de 8f,50 et de 4f,50, et la dépense d'entretien par kilomètre et par 100 colliers sera, d'une part $8,50 \times 50$ ou 425 francs, et d'autre part $4,50 \times 100$ ou 450 francs. Les matériaux durs, quoique beaucoup plus chers en apparence, seront donc d'un meilleur emploi, et c'est une confirmation de ce que nous avons déjà dit, qu'il y a souvent avantage à payer très-cher et à faire venir de loin des matériaux durs.

Il est évident que les calculs précédents ne peuvent donner que des indications approchées, et qu'on doit les considérer simplement comme susceptibles de fournir des renseignements utiles que l'expérience fait corriger dans un sens ou dans l'autre.

C'est en suivant chaque jour avec attention le travail d'un cantonnier qu'on arrive à une bonne répartition de la main-d'œuvre. Si tel cantonnier qui travaille toujours n'arrive pas à d'aussi bons résultats que ses voisins, c'est que, par suite de circonstances locales souvent faciles à découvrir, son canton est trop étendu, et il convient de le réduire ; si, sur un autre canton, la route est toujours belle et le cantonnier toujours au courant, on peut allonger un peu l'étendue de son parcours. C'est par une série de tâtonnements et par une vigilance incessante qu'on arrive à corriger les résultats théoriques dans ce qu'ils ont de défectueux et à proportionner la main-d'œuvre au travail que demande la route.

Expériences de M. Muntz sur l'usure des chaussées empierrées. — D'après M. Dupuit, la consommation annuelle des routes par kilomètre et par 100 colliers peut être évaluée à 50 mètres cubes de bons matériaux ordinaires.

M. l'ingénieur Muntz se livra en 1842 à une série d'expériences destinées à déterminer l'usure annuelle qui avait eu lieu pendant cinq années sur plusieurs grandes routes. A cet effet, il eut égard :

1° Au cube effectivement répandu et provenant des matériaux d'entretien ;

2° Au volume dont l'empierrement a diminué pendant cinq années et qu'il a

été possible de déterminer au moyen de sondages nombreux et précis faits au commencement et à la fin de la période quinquennale.

Les résultats de ces nombreuses expériences sont en parfait accord avec ceux qu'a donné M. Dupuit, et M. Muntz a reconnu que la consommation annuelle pouvait s'évaluer entre 50 et 55 mètres cubes par kilomètre et par 100 colliers.

Mais il saute aux yeux qu'il ne faut adopter ce résultat qu'avec une grande précaution et l'appliquer seulement aux chaussées où la fréquentation se compose de voitures de toutes espèces, gros roulage, diligences, voitures légères; car d'autres expériences, faites sur des voies fréquentées presque uniquement par des voitures de maître n'ont donné qu'une consommation annuelle de 25 à 30 mètres cubes par kilomètre et par 100 colliers, tandis que sur certaines parties de routes fréquentées uniquement par un gros roulage, on est arrivé à plus de 100 mètres cubes.

Il faudrait donc, dans la fréquentation, distinguer les diverses espèces de voitures et leur appliquer à chacune un coefficient spécial d'usure; malheureusement, ce n'est pas bien commode, et ce qu'il y a encore de mieux à faire, c'est de déterminer l'usure d'une route donnée par des expériences directes, c'est-à-dire par la mesure du cube annuel des détritus correspondant à un bon état d'entretien.

On emmètre avec soin les détritus recueillis, par exemple, chaque quinzaine, et on conserve les tas emmétrés pendant tout le temps de l'expérience, afin de pouvoir procéder à des rectifications. Bien entendu, il faut, à l'origine des expériences, nettoyer la chaussée et la débarrasser des détritus anciens. On doit avoir au moins une expérience sur chaque division de route où la fréquentation et la qualité des matériaux changent d'une manière sensible. La longueur de chaque partie en expérience doit varier suivant la fatigue de la route et la qualité des matériaux, c'est-à-dire suivant la quantité de matériaux usés annuellement. Pour les routes fatiguées, une longueur de 200 à 250 mètres est suffisante ; pour les routes médiocrement fréquentées, il est convenable de prendre au moins 1 demi-kilomètre de longueur. Pour lieux d'expériences, on doit choisir, autant que possible, des parties en plaine, dans un bon état d'entretien, éloignées des traverses et sur les stations de cantonniers intelligents.

Circulaire ministérielle du 6 juin 1850, pour la répartition des fonds d'entretien. — Jusqu'en 1850, l'administration était obligée, en l'absence de tous documents propres à l'éclairer, de se servir d'année en année, pour l'allocation des fonds d'entretien des routes nationales, de la répartition antérieure, en se bornant à augmenter, sur les réclamations des ingénieurs et des localités, les crédits d'un certain nombre de départements.

Ces remaniements successifs des abonnements avaient pu faire disparaître quelques différences choquantes; mais, comme ils étaient opérés sans règle précise, la situation laissait néanmoins beaucoup à désirer. Ici, les ingénieurs n'avaient pas les crédits nécessaires pour faire les choses les plus indispensables au maintien de la viabilité ; là au contraire, ils trouvaient moyen de prélever sur les fonds d'entretien les sommes nécessaires pour l'exécution des travaux d'amélioration, dépourvus du caractère d'urgence.

L'administration connut qu'il était indispensable que la répartition des fonds d'entretien fût faite au prorata des besoins de l'entretien normal, constatés par une statistique raisonnée des dépenses, et elle invita les ingénieurs à adopter pour base de ce travail les indications suivantes :

1° La fréquentation de chaque partie de route, constatée par les comptages réguliers et méthodiques qui se font tous les cinq ans ;

2° Lorsque des expériences directes auront déterminé le cube annuel de matériaux consommés par kilomètre et par 100 colliers, on prendra le résultat de ces expériences pour base du calcul de la consommation normale. Si l'on n'a pas fait d'observations de ce genre, et si l'on manque entièrement de données, on admettra provisoirement le coefficient 40.

3° La dépense de main-d'œuvre se composera de deux termes :

Le premier s'obtiendra en multipliant le cube des matériaux consommés par le prix de deux journées de main-d'œuvre ;

Le second s'obtiendra en multipliant la longueur de la route exprimée en kilomètres par le prix de 40 journées de main-d'œuvre. Ce second terme est relatif aux terrassements et le premier aux emplois.

On ajoutera à la dépense ainsi obtenue celle de la surveillance, qui doit être imputée sur le crédit des cantonniers, c'est-à-dire la surveillance des cantonniers chefs. On supposera à cet effet qu'il existe un cantonnier chef pour 16 kilomètres de route et qu'il consacre la moitié de son temps à la surveillance.

Cherchons d'après ces éléments à réduire en formule les frais d'entretien d'un kilomètre de route :

Désignons par u le cube annuel de l'usure par kilomètre, déterminé par des expériences directes ; s'il n'est point connu par expériences directes, on connaîtra tout au moins la circulation C exprimée en centaines de colliers et on aura :

$$u = 40.C$$

Donc u est déterminé dans tous les cas ; désignons par p le prix d'un mètre cube de matériaux, par p' le prix de la journée de main-d'œuvre, par n le nombre de journées nécessaires à l'emploi d'un mètre cube de cailloux (n est égal à 2 d'après la circulaire), par n' le nombre de journées nécessaires par kilomètre pour l'entretien des parties accessoires de la route (n' est égal à 40 d'après la circulaire), par S le prix par kilomètre de la surveillance payée directement sur les fonds d'entretien ; la dépense annuelle d'entretien par kilomètre sera, d'après la circulaire :

$$D = (p + 2p')\,u + 40p' + S$$

ou, d'une manière générale :

$$D = (p + p'n)\,u + p'n' + S \qquad (1)$$

Telle est la formule qui, dans la méthode ordinaire d'entretien, fournira la valeur du crédit nécessaire pour un kilomètre d'une route déterminée.

Elle a rendu quelques services car, en somme, elle est rationnelle, et elle a permis de rétablir un peu d'uniformité et de justice dans la répartition des fonds d'entretien.

Formules de la période d'aménagement et des dépenses d'entretien dans le système des rechargements généraux cylindrés. — Nous avons parlé plus haut du système d'entretien par rechargements généraux cylindrés dont M. l'ingénieur Graeff a nettement exposé les avantages dans un mémoire publié en 1851. Ce système consiste à laisser une chaussée s'user parallèlement à elle-même pendant quelques années, en se bornant à entretenir la surface unie par la méthode

du point à temps, et à lui restituer ensuite d'un seul coup par un rechargement général cylindré ce qu'elle a perdu pendant les années antérieures.

On se propose de déterminer ici les dépenses d'entretien dans ce système et la durée de la période d'aménagement.

Désignons par :

u, la consommation annuelle de la route donnée en mètres cubes de matériaux par kilomètre ; ce nombre est obtenu par des expériences directes, en recueillant les détritus, ou, à défaut d'expériences, en multipliant par le coefficient 40 le chiffre de la circulation en centaines de colliers ; cette consommation u est déterminée en supposant la route entretenue par le procédé ordinaire ;

V, la consommation moyenne annuelle par kilomètre de la même route, dans le système de l'entretien par rechargements généraux cylindrés ;

V′ le cube annuel nécessaire pour un rechargement de la route sur un kilomètre de longueur.

V″ le cube annuel nécessaire à l'entretien de l'uni de la surface entre deux rechargements ;

x le temps qui s'écoule entre deux rechargements, c'est-à-dire la période d'aménagement.

La consommation moyenne annuelle par kilomètre est égale évidemment à la xme partie du rechargement général plus le cube employé annuellement à l'entretien de l'uni de la surface. Il en résulte :

$$V = \frac{V'}{x} + V'', \quad \text{ou (2)} \quad x = \frac{V'}{V - V''}.$$

Désignons, comme au paragraphe précédent, par p le prix du mètre cube de caillou, par p' le prix d'une journée de main-d'œuvre, par n le nombre de journées nécessaires à l'emploi d'un mètre cube de cailloux, par n' le nombre de journées nécessaires pour les travaux accessoires d'un kilomètre de route, par S la dépense relative à la surveillance du cantonnier chef par kilomètre ; désignons en outre : par p'' le prix moyen de l'emploi d'un mètre cube de cailloux au moyen du cylindre ; par d' la dépense moyenne du rechargement d'un kilomètre, y compris les matériaux, les matières d'agrégation et tous les frais du cylindrage ; par d'' la dépense moyenne du menu entretien annuel d'un kilomètre de chaussée cylindrée, et cherchons maintenant les relations entre toutes ces quantités.

La dépense d' du rechargement d'un kilomètre se compose de V′ fois le prix p d'un mètre cube de cailloux, plus V′ fois le prix p'' de l'emploi d'un mètre cube de cailloux au moyen du cylindre ; donc :

$$(3) \qquad d' = (p + p'')\,V'$$

Quant à la quantité d'' elle s'obtient par la formule (1) du paragraphe précédent, laquelle a été établie d'après la circulaire du 6 juin 1850, donc :

$$(4) \qquad d'' = (p + p'n)\,V'' + p'n' + S.$$

La dépense moyenne annuelle d'entretien dans le système des rechargements généraux comprend deux éléments : d'abord la dépense d'', puis la xme partie de la dépense d'.

D'où résulte pour cette dépense :

$$(5) \qquad d = d'' + \frac{d'}{x} = (p + p'n)V'' + p'n' + S + \frac{(p' + p'')V'}{x}$$

Il est à remarquer que la dépense d'achat et d'amortissement du rouleau ne figure pas dans cette formule ; il serait facile de l'y faire entrer, en ajoutant un terme complémentaire, composé du quotient du prix du rouleau par le nombre de kilomètres qu'il peut cylindrer avant d'être hors de service. Mais ce terme est fort peu de chose, et on le néglige.

Passons maintenant à la détermination des éléments de la formule (5) :

1° L'usure annuelle u varie d'une route à l'autre, on la détermine par l'expérience directe, ou bien on multiplie la circulation par le coefficient d'usure. La circulaire de 1850 donne 40 pour ce coefficient ; les expériences que nous avons relatées donnent 50 ; en somme, il dépend de la qualité des matériaux et de la nature de la circulation. Avec une circulation de voitures légères et des cailloux durs, on pourra descendre jusqu'à 30 ; avec une grosse circulation et des matériaux ordinaires, il faudra prendre au moins 50.

Le nombre V représente l'usure moyenne annuelle dans le système du cylindrage ; il est égal à la quantité u de détritus recueillis par kilomètre, moins la quantité de détritus qu'on a mélangée directement au caillou pour opérer le cylindrage. Dans les chaussées cylindrées on trouve 0m,35 à 0m,45 par mètre cube de matériaux, et, comme on en a introduit directement 0,25 à 0,30, il ne s'est formé que de 0,10 à 0,15 aux dépens des matériaux ; dans les chaussées entretenues par le procédé ordinaire, tout se serait formé aux dépens des matériaux, et en outre la proportion de détritus serait plus forte, elle irait de 0,40 à 0,55 On pourrait donc dire que par le cylindrage on économise de 30 à 40 p. 100 de matériaux. Pour rester bien au-dessus de ces limites, M. Graeff ne prend que 10 p. 100 et détermine V par l'équation :

$$V = 0,90.u.$$

Le nombre V', cube du rechargement par kilomètre, dépend de la largeur de la chaussée et de l'épaisseur du rechargement. A l'origine, on prenait une épaisseur trop faible, parce que l'on craignait que la liaison intérieure ne se fît mal dans une grosse couche, mais de la sorte on augmentait la proportion des frais généraux à l'effet utile, et on reconnut bientôt qu'il était avantageux d'avoir des rechargements de 0m,08 à 0m,10 d'épaisseur. Ainsi, l'épaisseur normale des routes étant de 0m,20 à 0m,25, on peut les laisser s'user jusqu'à ce qu'elles n'aient plus que 0m,10 ou 0m,15, puis rétablir d'un coup une couche de 0m,10. Quelques ingénieurs prétendent même qu'on peut laisser une chaussée s'user jusqu'à 0m,07 ; dans ce cas, l'épaisseur de la route neuve ne serait plus que de 0m,17. Nous pensons que cette proportion est un peu faible et qu'il faut adopter au moins 0m,20. Ainsi V', cube du rechargement sur un kilomètre, est facile a déterminer.

Le nombre V'', consommation du menu entretien annuel, est à déterminer pour chaque espèce de chaussée ; il est variable d'une année à l'autre, et très-faible dans l'année qui suit le rechargement. On le déterminera directement ; mais on sera sûr d'avoir un maximum si l'on adopte 30 mètres cubes par kilomètre pour des routes nationales d'une bonne fréquentation (300 à 600 colliers). Le mieux sera de déterminer V'' directement en cylindrant deux ou trois kilomètres, et les laissant s'user jusqu'à la limite pendant plusieurs années ; divisant le cube total des cailloux employés par la longueur de la période, on aura la consommation annuelle V''.

Les valeurs du prix du caillou p, de la journée de main-d'œuvre p', dépendent

de la localité et sont toujours connues à l'avance; les nombres n et n' sont d'après la circulaire de 1850, égaux à 2 et à 40, mais on peut les déterminer directement pour chaque route en consultant, pendant plusieurs années consécutives, les tableaux de décomposition des dépenses d'entretien qui se dressent chaque année pour les routes nationales et départementales.

La quantité S se détermine sans peine; c'est le quotient de la moitié du salaire d'un cantonnier-chef par la longueur de son parcours.

Reste à déterminer p'', prix moyen de l'emploi du mètre cube de matériaux dans l'emploi du cylindrage. On le trouvera dans chaque cas en prenant la moyenne d'une série d'attachements. Ce prix est d'autant plus fort que la route est plus fréquentée, parce que les ouvriers se trouvent d'autant plus gênés dans leur travail.

Voici, à ce sujet, le résultat des attachements, pris en 1850 dans le service de M. Graeff, sur des routes nationales du département du Bas-Rhin, soumises, la première à une circulation de 640 colliers et la seconde à une circulation de 380:

	1re ROUTE.	2e ROUTE.
	fr.	fr.
Approche et répandage des matériaux......	0.575	0.427
Répandage des matières d'agrégation......	0.107	0.090
Arrosage....................	0.147	0.127
Compression avec le cylindre..........	0.587	0.436
Achat des matières d'agrégation.........	0.374	0.175
Dépenses accessoires, telles qu'entretien et transport du cylindre..............	0.011	0.016
DÉPENSE TOTALE.....	1 80	1.30

Comme terme de comparaison, il faut dire qu'à cette époque le prix d'une journée de main-d'œuvre n'était que de 1 fr. 35. Aujourd'hui, les prix précédents seraient partout augmentés dans une proportion notable; mais, en les prenant comme point de départ, il serait facile d'en composer de nouveaux.

Grâce à l'emploi des rechargements généraux cylindrés, M. Graeff a pu en 1850, faire descendre l'entretien du kilomètre de la route nationale n° 4 dans le Bas-Rhin à 1,318 fr. au lieu de 1,681 frans que donnait la méthode ordinaire. C'est une économie de 360 francs, c'est-à-dire une diminution d'environ 20 p. 100 sur les anciens prix. L'économie porte un peu sur les matériaux; mais c'est surtout sur la main-d'œuvre qu'elle se fait sentir, et cela se conçoit, puisqu'on opère l'emploi par grandes masses au moyen de machines et avec des ateliers nombreux bien dirigés et bien surveillés.

C'est sur les routes à grande fréquentation que le système d'entretien par aménagement produit les résultats les plus remarquables.

Considérations sur les frais d'entretien des routes, par M. de Gasparin. — M. l'ingénieur de Gasparin a publié en 1853 un remarquable mémoire dans lequel il analyse avec le plus grand soin la question des frais d'entretien des routes. Il est indispensable de résumer ici les résultats qu'il donne.

Il commence par faire la critique de la circulaire du 6 juin 1850, dont nous avons plus haut rapporté la substance.

Critique de la circulaire du 6 *juin* 1850. — 1° A défaut de mesure directe, la circulaire prescrit d'adopter comme mesure de l'usure 40 mètres cubes par kilomètre et par cent colliers. En admettant que l'usure soit proportionnelle à la circulation sous le même climat et avec les mêmes matériaux, la proportionnalité

n'existe plus lorsqu'on change de climat et surtout lorsqu'on change de matériaux. En effet, d'après les ingénieurs de Londres, on consomme dans les mêmes conditions trois fois plus de bon calcaire que de granit de Guernesey; d'après M. Tostain, on peut parfaitement entretenir une bonne route avec 15 mètres cubes de quartzite de Cherbourg par kilomètre et par 100 colliers; d'après MM. Muntz et Dupuit, l'usure en matériaux ordinaires serait de 50 à 55 mètres cubes. Du reste, il faut remarquer encore que le poids correspondant à chaque collier de circulation est essentiellement variable d'un pays à un autre et même d'une route à une autre, et peut aller de 2,000 kilogrammes à 500 et même bien moins pour les voitures de maître.

2° La main-d'œuvre pour la chaussée est évaluée à deux journées par mètre cube de cailloux employé. Mais on conçoit sans peine que cette main-d'œuvre dépend de la gêne qu'une circulation plus ou moins grande apporte au travail, et surtout de la longueur du canton, car, lorsque le cantonnier fait travailler ses jambes pour se déplacer, ses bras ne travaillent pas.

3° La main-d'œuvre pour travaux accessoires est évaluée par la circulaire à 40 journées par kilomètre. Mais il saute aux yeux que cette main-d'œuvre dépend de la largeur de la route, de son assiette et du climat.

4° De même les frais de surveillance sont évalués à la moitié du salaire d'un cantonnier chef par 16 kilomètres. Il n'y a là rien de fixe, car ces frais dépendent essentiellement de la longueur des cantons, et ils peuvent souvent s'éloigner beaucoup de la moyenne précédente.

D'après cela, la circulaire de 1850 ne donne, comme on le voit, que des résultats moyens, qui sont commodes, il est vrai, mais qui peuvent conduire à des erreurs.

Critique du mémoire de M. Dupuit. — D'après M. Dupuit, la dépense d'entretien S est proportionnelle à la fréquentation F, à la qualité des matériaux Q, et à leur prix P, et elle est donnée par la formule

$$S = FQP.$$

1° La proportionnalité de la dépense à la fréquentation en colliers n'est pas exacte; c'est la proportionnalité au tonnage qu'il faudrait dire. On n'a beau compter les colliers des voitures vides que pour un tiers, il n'en reste pas moins ce fait que le poids transporté par colliers est très-variable d'un pays à l'autre. Il faut tenir compte aussi de la largeur de la route, des pentes du climat et du genre de roulage. On ne saurait dire qu'une route soumise à un parcours de 500 colliers coûte aussi cher à entretenir que 10 routes égales soumises chacune à un parcours de 50 colliers; personne n'accepterait un pareil marché. L'usure est intimement liée à la largeur de la route; elle va très-vite lorsque tous les véhicules doivent suivre la même piste; au contraire, elle est bien moindre, lorsqu'on a de l'espace pour faire varier les voitures, tous les ingénieurs chargés de l'entretien le savent bien, et on a mis tout en œuvre pour obtenir cette variation des pistes, depuis les barrières jusqu'au balayage qui fait disparaître les traces des roues. La fatigue augmente bien plus vite que le nombre des colliers; en bien des cas, on a vu l'usure sextupler alors que la circulation n'avait fait que tripler. En résumé, il n'y a qu'un procédé exact pour apprécier la fatigue d'une chaussée, c'est la mesure directe de l'usure (M. l'ingénieur Bardonnaut avait déjà énoncé ce fait avant M. de Gasparin.)

2° M. Dupuit mesure la qualité des matériaux par l'usure de la route par kilo-

mètre et par 100 colliers. Or, nous venons de voir que l'usure par 100 colliers pouvait varier, étant donnés les mêmes matériaux, suivant le tonnage afférent à ces 100 colliers et suivant le nombre de centaines de colliers. De plus, la méthode qui consiste à mesurer l'usure par le ramassage des détritus ne donne jamais qu'un minimum ; elle est impraticable dans les pays exposés à des vents violents ou à des pluies torrentielles. Enfin, cette méthode a l'inconvénient de ne pas tenir compte de la fatigue ou usure qui se produit à l'intérieur de la chaussée, et dont il semble difficile de nier l'existence. La seule méthode vraiment exacte pour déterminer l'usure pendant une période donnée, c'est de procéder à des sondages nombreux et minutieux au commencement et à la fin de cette période ; il faut avoir soin de choisir pour ces sondages deux saisons pareilles, les tranchées doivent être assez rapprochées, exécutées alternativement sur chaque moitié de la route et jamais au même endroit que les précédentes, car le sondage a modifié la nature de la route au point où on l'a opéré. L'usure est bien plus facile à déterminer dans le système de l'entretien par rechargements généraux cylindrés. On peut encore, dans le système ordinaire, s'attacher à maintenir le nivellement de la route constant, de sorte que l'usure est égale au volume des matériaux employés, en admettant évidemment que la composition de l'intérieur de la chaussée n'ait pas changé. Il est bien clair que dans le calcul de l'usure, il faut toujours retrancher les détritus qu'on peut avoir mélangés au caillou lors des emplois.

Nouvelle analyse des dépenses d'entretien des routes. — « Une route, dit M. de Gasparin, est entretenue, dans le sens ordinaire du mot, quand chaque année on parvient à rétablir complètement le profil et la nature de ses différentes parties.

Une route est plus ou moins bien entretenue quand ce rétablissement complet se présente plus ou moins souvent dans l'année.

Elle est parfaitement entretenue quand il y a en quelque sorte continuité dans le rétablissement, c'est-à-dire quand la forme et la nature des différentes parties de la route sont constamment maintenues.

Cet énoncé montre évidemment que l'entretien le plus parfait est aussi le plus dispendieux en main-d'œuvre ; car la subdivision de la main-d'œuvre employée à la réparation des différentes parties l'augmente incontestablement. »

Il en résulte que la dépense d'entretien peut varier dans de certaines limites, et qu'il faut s'attacher d'abord à maintenir le capital de la chaussée, puis, avec le reste des fonds, se rapprocher plus ou moins de la continuité de l'entretien, qui est la perfection vers laquelle on doit tendre.

Cela posé, les dépenses d'entretien comprennent :

1° Le remplacement des matériaux usés ;

2° La main-d'œuvre nécessaire à l'emploi des matériaux et à l'entretien de la chaussée proprement dite ;

3° La main-d'œuvre indépendante de la chaussée, exigée par les travaux accessoires, terrassement, etc. ;

4° Les frais de surveillance.

Examinons successivement chacun de ces quatre éléments :

1° *Remplacement de l'usure.* — Cette usure u est évaluée par une des méthodes que nous avons résumées au paragraphe précédent, et la dépense correspondante est égale à pu, en désignant par p le prix du mètre cube de cailloux.

2° *Main-d'œuvre correspondant à l'usure.* — Nous venons de dire pourquoi cette main-d'œuvre pouvait varier dans de certaines limites, car, en subdivisant, elle coûte beaucoup plus cher ; on enlève aussi facilement une couche de boue ou de

poussière de $0^m,02$ qu'une de $0^m,04$, et la main-d'œuvre sera double si on enlève quatre centimètres de boue en deux fois au lieu de les enlever en une fois.

La main-d'œuvre par mètre cube de cailloux consommé se compose de deux parties : une quantité constante, c, correspondant à la charge des brouettes, à l'enlèvement des détritus hors de la route, etc..., et une quantité variable, proportionnelle à la surface sur laquelle doit se consommer un mètre cube, et qui comprend la manœuvre de la brouette, une partie de l'ébouage et de l'époudrage, etc...

Or, u étant l'usure par kilomètre, la longueur correspondant à l'usure d'un mètre de cailloux est $\frac{1000}{u}$ et, si la largeur de la chaussée est λ, la surface correspondant à l'usure d'un mètre de cailloux est $\frac{1000.\lambda}{u}$; désignant par E un coefficient constant, la partie variable de la main-d'œuvre sera donc représentée par $E.\frac{1000.\lambda}{u}$, et la main-d'œuvre totale par

$$(1) \qquad c+1000\,\frac{E.\lambda}{u}.$$

Prenons comme usure maxima 500 mètres cubes par kilomètre, donnant lieu à une main-d'œuvre n par mètre cube, et comme usure minima 20 mètres cubes donnant lieu à une main-d'œuvre rn; d'après l'expression (1), on aura les deux égalités

$$c+2E\lambda=n \qquad c+50E\lambda=rn,$$

qui donnent pour c et E des valeurs :

$$c=n-\frac{2(r-1)n}{48}, \qquad E=\frac{(r-1)n}{48.\lambda},$$

et l'expression (1) de la main-d'œuvre se transforme en :

$$\frac{n(50-2r)+n.1000.\frac{r-1}{u}}{48},$$

qui donne la main-d'œuvre par mètre cube d'usure; pour u mètres cubes d'usure, c'est-à-dire pour un kilomètre, la main-d'œuvre sera donc :

$$(2) \qquad \frac{n(50-2r)u+n.1000.(r-1)}{48}.$$

Proposons-nous d'apprécier la valeur de r, c'est-à-dire le rapport de la main-d'œuvre par mètre cube consommé lorsque l'usure est de 20 mètres par kilomètre, c'est-à-dire qu'un mètre cube correspond à 50 mètres de route, à la main-d'œuvre par mètre cube consommé lorsque l'usure est de 500 mètres par kilomètre, c'est-à-dire qu'un mètre cube correspond à 2 mètres de route. M. de Gasparin n'admet pas que la largeur de la chaussée soit la même dans les deux cas, et il se propose de fixer cette largeur de manière à obtenir l'égalité de fatigue par unité de surface. Appelons L la largeur de voie (environ $1^m,50$); pour une chaussée à deux voies, la largeur minima sera 4 mètres ou $(2L+1)$, en admet-

tant pour chaque voie un jeu de 0,50. Sur chaque voie, la largeur du frayé, c'est-à-dire de l'espace que les roues suivent est l; sur une chaussée qui aurait une usure double, la fatigue serait la même si le frayé avait une largeur double, ce qui porte la largeur totale de la route à

$$(2L + 2l + 1).$$

Enfin, sur une chaussée qui aurait une usure m fois plus grande, la fatigue serait la même, pourvu qu'on adoptât comme largeur de voie

$$(2L + ml + 1).$$

La largeur de voie d'une chaussée dont l'usure est 20me étant 4 mètres,

Celle d'une chaussée dont l'usure est 500, c'est-à-dire pour $m = 25$, sera : 9 mètres, en admettant, ce qui est très-plausible, que la largeur du frayé est 0^{m},20.

Sur la première chaussée, un mètre cube de cailloux sera employé sur une surface de 4×50 ou 200 mètres carrés; et sur la seconde, sur une surface de 9×2 ou 18 mètres carrés.

M. de Gasparin, guidé par l'expérience, estime que, dans la main-d'œuvre employée à la chaussée, il y en a un $\frac{1}{5}$ ou 0,20 qui augmente proportionnellement à la surface sur laquelle se fait l'emploi; de sorte qu'en appelant n la main-d'œuvre pour un mètre cube consommé sur 18 mètres carrés, la main-d'œuvre rn pour un mètre cube consommé sur 200 mètres carrés résultera de l'équation :

$$rn = 0{,}80.n + 0{,}20.n.\frac{200}{18} = 3{,}022.n.$$

On peut donc faire $r = 3$, et l'expression (2) de la main-d'œuvre par kilomètre devient :

$$n(0{,}92.u + 41{,}67),$$

exprimée en journées d'ouvriers; si p' est le prix de la journée ou $\frac{1}{300}$ du salaire annuel d'un cantonnier, la dépense propre à la chaussée est par kilomètre de :

$$(3) \qquad p'.n.(0{,}92.u + 41{,}67).$$

3° ***Main-d'œuvre pour les travaux accessoires.*** — Appelons x la longueur du canton, et supposons tous les travaux concentrés au centre du canton : chaque jour ce cantonnier parcourra, aller et retour, la distance $\frac{x}{2}$, c'est-à-dire en tout la distance x; un cantonnier avec sa brouette et ses outils peut faire 36 kilomètres par jour, il perdra donc une fraction de jour donnée par $\frac{x}{36}$, et pour une année il perdra 300 fois cette fraction, c'est-à-dire $8{,}33.x$, ou bien encore 8,33 journées par kilomètre et par an.

Vient en outre la main-d'œuvre accessoire, qu'on ne saurait considérer comme une constante, ainsi que l'a fait une circulaire du 6 juin 1850; et en effet, elle varie beaucoup suivant le climat, les pentes, la largeur, l'altitude, etc... Mais on peut, sur chaque route, par une expérience suivie, trouver la longueur Δ pour laquelle un cantonnier devrait passer ses 300 journées de travail à la main-

d'œuvre accessoire sans toucher à la chaussée. Si le canton a cette longueur Δ, le cantonnier passera par kilomètre et par an un nombre de jours représenté par $\frac{300}{\Delta}$, y compris le temps de son déplacement journalier, et il en résultera une dépense égale à

$$(4) \qquad p'\frac{300}{\Delta}.$$

4° *Surveillance.* — La surveillance payée sur l'entretien se réduit aujourd'hui à celle des cantonniers chefs, puisque les ambulants ont été supprimés depuis longtemps. Un cantonnier chef est chargé en général de 4 ou 5 cantonniers; il consacre à ses tournées deux jours par semaine ou le tiers de son temps. S'il est payé S' par an, tandis que les cantonniers ordinaires ne sont payés que S : il y a une partie ($S' - \frac{2}{3}S$) de son salaire qui correspond à la surveillance exercée sur cinq cantons $\frac{2}{3}$, soit sur une longueur égale à $\frac{17}{3}x$, et la dépense par kilomètre est facile à apprécier ; nous la désignerons par A.

5° *Dépense totale de l'entretien.* — La dépense totale de l'entretien est la somme des éléments précédents. C'est donc :

$$(5) \qquad D = pu + p'n(0{,}92.u + 41{,}67) + p'\frac{300}{\Delta} + A$$

Les valeurs minima de cette dépense sont :

$$u = 25^{m.c} \qquad p = 2^{f} \qquad p' = 1^{f},50 \qquad \Delta = 10^{k}$$

et les valeurs maxima :

$$u = 300^{m.c} \qquad p = 17^{f} \qquad p' = 2^{f} \qquad \Delta = 6^{k},5$$

Ces nombres, transportés dans la formule, nous apprennent que la dépense d'entretien par kilomètre peut varier de

225 à 5,900 francs.

Dans une grande ville, il faut même compter bien davantage; mais ce sont là des cas exceptionnels qu'on ne peut mettre en formule.

6° *Répartition générale des crédits d'entretien.* — Grâce à la formule précédente, nous allons pouvoir faire la répartition générale des crédits d'entretien.

Les variables de la formule sont : 1° p et p' prix courants de chaque pays; 2° l'usure (u) et la longueur Δ du canton limite, que les ingénieurs doivent, dans chaque cas, évaluer avec soin et avec la plus grande impartialité; 3° la valeur de n, dont l'appréciation doit être réservée à l'administration; 4° la valeur de A.

Cette valeur de n est la mesure du soin plus ou moins grand que l'administration, en raison des crédits à sa disposition, veut apporter à l'entretien des routes. Il va sans dire, cependant, que cette valeur de n ne doit pas descendre au-dessous d'une certaine limite.

Étant données pour chaque département les valeurs des variables

$$\begin{matrix} p & p_1 & p_2 & p_3 & p_4 \cdots \\ p' & p'_1 & p'_2 & p'_3 & p'_4 \cdots \\ u & u_1 & u_2 & u_3 & u_4 \cdots \\ \Delta & \Delta_1 & \Delta_2 & \Delta_3 & \Delta_4 \cdots \\ A & A_1 & A_2 & A_3 & A_4 \cdots \end{matrix}$$

et les longueurs de route $l\, l_1\, l_2\, l_3\, l_4$... auxquelles ces variables s'appliquent, ainsi que le crédit total R mis à la disposition du ministère pour la France entière, ce crédit total devra être égal à la somme des dépenses

$$Dl + D_1 l_1 + D_2 l_2$$

pour l'ensemble des routes. D'où résulte l'équation du premier degré :

$$R = \begin{cases} lpu + l_1 p_1 u_1 + l_2 p_2 u_2 + \ldots\ldots \\ + p'n\,(0{,}92.u + 41{,}67) + p'_1 n\,(0{,}92 u_1 + 41{,}67) + p'_2 n\,(0{,}92 u_2 + 41{,}67) + \ldots\ldots \\ + p' \dfrac{300}{\Delta} + p'_1 \dfrac{300}{\Delta_1} + p'_2 \dfrac{300}{\Delta_2} + \ldots\ldots \\ + A + A_1 + A_2 + \ldots\ldots \end{cases}$$

De cette équation on tire la valeur de n.

Lorsque cette valeur est connue, il n'y a plus qu'à la substituer dans l'équation (5) pour déterminer le crédit kilométrique afférent à chaque route ou à chaque classe de routes.

M. de Gasparin est allé plus loin dans cette analyse intéressante; mais nous ne croyons pas devoir le suivre, car certaines de ses hypothèses, notamment celle qui est relative à l'égalité de fatigue, ne sont pas justifiées, et l'on peut suspecter dans une certaine mesure les résultats de ses formules. Son travail n'en garde pas moins un grand mérite, et il était utile de le résumer ici, car il pourra servir à établir des formules analogues pour la répartition des crédits dans un département.

7° *Conclusion.* — En résumé, toutes les formules précédemment données, pas plus celles qui résultent de la circulaire ministérielle de 1850, que celles de M. de Gasparin, n'ont jamais reçu de sanction pratique, et la répartition des fonds se fait toujours un peu au hasard. En général, on ne modifie guère les crédits actuellement existants, et l'on admet qu'on est arrivé expérimentalement pour chaque route à un régime satisfaisant.

Chaque ingénieur peut se rendre compte par lui-même des fonds que chaque route exige annuellement pour offrir une bonne viabilité et en outre pour conserver son capital c'est-à-dire son épaisseur; avec une expérience attentive, à l'aide de sondages périodiques, on arrivera facilement à une pareille appréciation. Faisant la somme des dépenses nécessaires pour chaque route, on aura les crédits qu'il faut exiger des assemblées électives chargées de dispenser les ressources soit dans l'État, soit dans le département.

Tel est le vrai procédé d'obtenir les crédits d'entretien ; il n'y a que la synthèse qui puisse en pareille matière ménager tous les intérêts.

Malheureusement, les crédits sont souvent trop faibles, et sont fixés d'avance, non d'après les besoins, mais d'après les ressources, et c'est à la méthode analytique qu'il faut recourir pour en faire la répartition. Ce ne peut être là qu'un état transitoire, et les intérêts généraux commandent d'y porter remède et de préserver de toute diminution le capital énorme que représentent nos voies de communication.

Note de M. Dupuit sur les rechargements généraux cylindrés. — Dans une note publiée en 1855, M. Dupuit expose qu'il ne partage point les idées de M. Graeff au sujet des avantages des rechargements généraux cylindrés, pour lesquels il signale au contraire plusieurs inconvénients. Sans partager ses idées, et persuadé que les inconvénients qu'il signale peuvent être évités dans une cer-

taine mesure, nous croyons cependant qu'il est utile de reproduire ses principales objections, car elles montrent nettement les difficultés qu'il s'agit de vaincre lorsqu'on veut réparer une route par un rechargement général cylindré :

« Dans la méthode ordinaire d'entretien, la fourniture de matériaux se fait par petites quantités et d'une manière régulière ; il s'agit d'apporter, dans l'espace d'une année, sur chaque kilomètre de route, une quantité de matériaux toujours à peu près la même ; c'est un travail qui convient parfaitement pour employer, dans certains moments de l'année, les bras, les chevaux, les voitures inoccupés. C'est une prestation en nature que l'agriculteur est obligé de donner gratuitement sur certains chemins, et qu'il donne toujours à très-bon marché sur les routes ; aussi, dans les adjudications, le prix des matériaux d'entretien descend-il toujours beaucoup plus bas que celui des grandes fournitures qui exigent que les entrepreneurs amènent sur les lieux un matériel et des ouvriers spéciaux. En général, ce qui est uniforme et régulier, en fait de travaux, coûte toujours moins cher que ce qui est accidentel et périodique ; l'entretien des routes ne saurait échapper à cette loi. Mais je laisse de côté cette question d'économie sur laquelle je passerais bien vite condamnation, si le nouveau système avait nécessairement pour résultat de donner des routes meilleures. Or c'est ce qui me paraît bien loin d'être démontré.

On ne saurait contester, en effet, qu'il y a un certain profil transversal qui est celui qui convient le mieux à la circulation et à l'entretien de la route ; c'est ce profil qui est conservé exactement dans la méthode d'entretien ordinaire, et qui, dans celle de M. Graeff, dure à peine un an, la route devenant bientôt plate et puis creuse. Je n'ai pas besoin d'insister sur les inconvénients d'un pareil état de choses. Pendant l'année du rechargement, la route est encombrée à droite et à gauche de matériaux et de matières d'agrégation. Enfin, quand le moment de l'opération arrive, on commence par répandre les matériaux ; lorsque le rechargement est bien réglé, ce qui se vérifie au moyen de nivelettes et de niveaux de maçon, on fait passer le cylindre à vide deux à trois fois ; immédiatement après ce passage, on remarque toutes les dépressions dues à des irrégularités dans le règlement de la surface ; on ajoute de petits matériaux dans les endroits qui se sont déprimés ; il faut arroser, s'il fait sec, pendant tout le temps de la compression ; il faut même arroser avant de faire le répandage de la pierre... On recommence le cylindrage avec une charge entière du rouleau..., on répand ensuite la matière d'agrégation qui doit être sèche, autant que possible..., on continue à faire marcher le cylindre chargé ; enfin, on répand une couche de détritus destinée à préserver la chaussée de l'action des pieds des chevaux... J'abrége les détails de l'opération complétement décrite par M. Graeff, mais ce que je viens d'en dire doit suffire pour faire voir que si elle est facile pour une route neuve, elle doit apporter d'énormes entraves à la circulation sur une route fréquentée. Qu'on se figure des voitures de roulage qui, après avoir traversé un kilomètre fraîchement cylindré, où le tirage est pénible, en trouvent plus loin un autre où le répandage, récemment fait et non encore cylindré, rend le tirage presque impossible, se jetant à droite et à gauche dans les pierres et dans les détritus pour éviter la chaussée, le rouleau, les tonneaux, etc., etc. Je n'ai jamais vu de route ainsi entretenue d'une manière normale, mais j'ai vu des routes ainsi restaurées. Par des circonstances indépendantes de la volonté des ingénieurs, les travaux s'étaient prolongés dans la mauvaise saison, la chaussée était rechargée, non pas en pierre calcaire, dont la prise est facile, mais en matériaux très-durs d'une liaison difficile, les accotements glaiseux étaient complé-

tement impraticables, et il ne restait d'autre ressource aux voitures que de passer dans les champs; les voyageurs mettaient pied à terre et on leur confiait le bout d'une corde qui, attachée à l'impériale de la diligence, avait pour but de la maintenir dans le plan horizontal. J'ai fait ainsi un voyage la nuit sur une terre détrempée par une pluie froide et humide, peut-être en ai-je conservé une rancune trop vive pour les rechargements généraux, et me suis-je trop souvenu des malédictions que mes compagnons de voyage faisaient tomber sur le système et sur ceux qui l'employaient. Il y a en effet une chose que le public nous reproche souvent avec quelque raison, à nous autres ingénieurs, c'est de nous préoccuper beaucoup plus de nos travaux que des besoins de la circulation; une route n'est pas un chantier, elle n'est pas faite pour que les cantonniers, les entrepreneurs, les conducteurs et les ingénieurs y étalent leurs travaux; elle est faite pour les transports. Quand on est obligé d'y travailler, c'est le travail qui doit être gêné et non pas la circulation. Or je ne pense pas que le système des rechargements généraux puisse s'exécuter sur la plupart des routes sans y causer une gêne extrême. Sans doute, pour une expérience où tout le monde apportera de la bonne volonté, où tout sera prêt au jour et à l'heure, le travail pourra se faire à peu près convenablement; mais quand l'opération se sera généralisée, quand on sera à la merci de l'exactitude de l'entrepreneur, du rouleau qui se brise ou se dérange, de chevaux qui se blessent, d'une pluie qui fait partir les ouvriers, et que l'opération pourra se trouver interrompue plusieurs fois de suite, je pense qu'il arrivera souvent des accidents analogues à celui dont je parlais tout à l'heure.

Il ne me reste plus qu'à considérer le système dans la période comprise entre deux rechargements; j'ai déjà dit qu'il fallait se résigner alors à une déformation du profil transversal, mais cet inconvénient n'est pas le seul. Comme les cantonniers n'ont presque plus de matériaux à employer, on en diminue le nombre et on supprime les auxiliaires; c'est en cela surtout que consiste l'économie du système. Mais au point de vue de l'entretien, c'est à mon avis un grave inconvénient. Une des grandes difficultés de l'entretien des routes, c'est l'inégalité du travail à faire suivant les saisons, et surtout suivant les circonstances atmosphériques. C'est pour cela qu'on donne aux cantonniers, dans le système ordinaire, des matériaux à casser ou à emmétrer pour utiliser leurs bras dans le moment où la chaussée ne les réclame pas. Or le travail qui exige le plus de main-d'œuvre à un moment donné, c'est l'enlèvement de la boue. Par certains degrés de pluie, d'humidité, cet enlèvement se fait rapidement, soit au balai, soit au racloir, sans altérer la chaussée; un coup de vent survient, cette boue adhère, il faut la pelle ou le pic, et si la main-d'œuvre a manqué au moment favorable, une grande partie de la surface du canton va rester rugueuse et deviendra très-sale à la première pluie. Tout système d'entretien qui tend à réduire la main-d'œuvre permanente sur la route, doit donc avoir pour résultat de rendre les chaussées plus boueuses. »

Réponses de M. Graeff aux objections faites au système des rechargements généraux cylindrés. — Dans une note publiée en 1858, M. Graeff reprend la défense des rechargements généraux cylindrés; il ne combat point les observations précédentes de M. Dupuit qui ont trait surtout aux entraves que le système apporte à la circulation, et il considère la question surtout au point de vue économique.

D'après M. de Gasparin, la quantité de pierre qui sert à la liaison d'une chaussée faite par le roulage est de $0^{mc},312$ par mètre cube de matériaux, soit 31

pour 100, et c'est une proportion qui se trouve souvent dépassée; encore ne tient-elle pas compte des matériaux qui, sans être réduits en poussière, ont subi un broyage partiel, une atténuation de grosseur.

M. de Gasparin dit encore que la proportion de détritus qui entre dans une chaussée est d'environ $\frac{1}{2}$ (c'est peut-être une proportion un peu forte) ; l'opération du cylindrage n'en fait pénétrer qu'environ $\frac{1}{3}$; la différence $\frac{1}{6}$ se forme donc aux dépens des matériaux eux-mêmes.

Ainsi, même avec le cylindrage, les matériaux doivent fournir une partie de la matière d'agrégation, environ 16 pour 100, tandis qu'avec le système ordinaire on leur en demande 31 pour 100 au minimum. Donc, avec le cylindrage, on réalise une économie de matériaux d'au moins 15 pour 100 et c'est un minimum absolu, auquel on ne descend jamais dans la pratique ; on se rapproche bien plus souvent de 20 à 25 pour 100.

L'emploi du cylindre a donc l'avantage de donner des chaussées plus riches en cailloux, par suite plus résistantes et plus faciles pour le roulage, et de permettre de remplir avec une gangue généralement peu coûteuse les intervalles entre les matériaux que dans le système ordinaire, ceux-ci sont tenus de combler à leurs propres dépens. L'économie en argent est bien certaine.

Mais il est une précaution importante à observer dans le cylindrage : c'est de ne point répandre pêle-mêle la gangue et la pierre ; la pierre, étendue seule, doit être au préalable comprimée par le rouleau, de manière à présenter un minimum de vide. C'est ce minimum de vide que la gangue, jetée à la surface, est destinée à remplir.

M. Graeff pense que le cylindrage réalise, outre l'économie sur les matériaux, l'économie sur la main-d'œuvre ; il trouve bien insuffisant l'évaluation faite par M. de Gasparin du temps que perd un cantonnier, par kilomètre et par an, pour son déplacement. Nous avons vu que cette évaluation était de 8,33 journées.

Or est-il possible, dit M. Graeff, d'admettre en pratique qu'un cantonnier ne perde que le temps qu'il met à transporter ses outils ? Et que devient, pour ne citer que quelques-unes de ses habitudes, le temps qu'il emploie à causer avec les passants, et celui qu'il emploie à ne rien faire lorsqu'il est débarrassé de la tournée de surveillance, et celui qu'il passe à prolonger ses heures de repas, à se mettre à l'abri de la pluie ?

Aussi, faut-il tendre à réduire le nombre des cantonniers, et à leur substituer une bonne machine ou un ouvrier à la tâche, lorsque la nature du travail permet de le faire.

Avec la méthode du cylindrage, la plupart des mains-d'œuvre peuvent s'effectuer à la tâche, au moyen d'ateliers bien surveillés ou dirigés par un entrepreneur au mieux de ses intérêts, et il est certain que la besogne revient moins cher ; il est vrai que les opérations sont un peu plus nombreuses et qu'en somme le prix de revient de l'emploi d'un mètre cube dans les deux méthodes peut se balancer. Mais l'économie notable à réaliser sur les matériaux reste toujours, et c'est là que gît la supériorité des rechargements généraux cylindrés.

M. Graeff, a repris la question en grand lorsqu'il a été chargé comme ingénieur en chef du département de la Loire, dont les routes nationales et départementales sont soumises à une fréquentation considérable. Il a publié sur ces routes, en 1865, un mémoire fort important dans lequel il examine une série prolongée d'expériences minutieuses; voici les conclusions de ce remarquable travail :

« 1° L'usure des matériaux n'est pas directement proportionnelle au tonnage, elle augmente dans une proportion beaucoup plus rapide, toutes circonstances égales d'ailleurs. En calculant le budget des routes sur cette donnée erronée de la proportionnalité directe de l'usure à la fréquentation, admise par la circulaire du 6 juin 1850, on peut commettre des erreurs énormes, et ce sont surtout les routes les plus fréquentées, c'est-à-dire celles qu'il est le plus nécessaire d'entretenir en bon état à cause de leur utilité, qui ont le plus à souffrir de cette sous-répartition à laquelle les routes peu fréquentées ne peuvent que gagner.

2° Pour les routes à grande fréquentation, l'emploi du système d'entretien par aménagement est le seul admissible si l'on veut avoir des routes constamment unies avec un minimum de dépense.

3° L'usure ou l'amélioration d'une route ne peuvent se constater que par la diminution ou l'augmentation d'épaisseur de sa chaussée, et le seul moyen pratique de la mesurer exactement, est de faire périodiquement des sondages qui constatent les épaisseurs et la composition de cette chaussée en détritus et matériaux. Il suffit de faire ces sondages tous les quatre ou cinq ans en se servant dans l'intervalle de la règle Mary pour constater les variations d'épaisseur annuelles, et pouvoir ainsi faire une répartition rationnelle des matériaux sur les divers kilomètres de la route qui ne peut s'entretenir, dans toute l'acception du mot, qu'en lui restituant incessamment son usure, soit par rechargements périodiques avec entretien de l'uni de sa surface dans l'intervalle de deux rechargements, soit au moyen d'emplois partiels suivant que l'importance de la fréquentation fera admettre le système d'entretien par aménagement ou le système ordinaire.

4° Une des choses les plus difficiles et les plus importantes de l'entretien est d'établir une bonne sous-répartition entre les dépenses de main-d'œuvre et de matériaux ; c'est une affaire d'observation et d'expérience locale qu'aucune théorie ne peut apprendre. Les théories de M. Berthault-Ducreux et d'autres ingénieurs qui l'ont suivi, ont jeté à notre avis, en exagérant outre mesure l'importance de la main-d'œuvre, la question dans une voie tout aussi mauvaise que celle que suivaient leurs devanciers qui sacrifiaient tout aux matériaux.

Il y a entre ces deux exagérations un sage milieu à tenir et pour le trouver il n'y a pas d'autre conseil à donner aux jeunes ingénieurs que d'étudier chacune de leurs routes avec soin, de se rendre compte des résultats obtenus chaque année et d'adopter la répartition qui, avec la moindre dépense, maintienne le mieux le capital des chaussées et assure leur viabilité sans luxe. »

Dépenses d'entretien dans le système de l'emploi-béton. — Nous avons décrit en détail le système de l'emploi-béton, appliqué avec succès par M. l'ingénieur Monnet ; il convient de donner d'après lui un examen des dépenses dans ce système.

La main-d'œuvre nécessaire à la mise en place d'un mètre cube de cailloux en emploi-béton est de 1,42 jour, tandis que avec le système ordinaire l'emploi d'un mètre cube de cailloux dans les mêmes conditions ne revient qu'à 0,41 jour.

Or, un mètre cube de cailloux dans un emploi-béton reste toujours très-sensiblement un mètre cube de cailloux ; les pierres que l'on retire d'un pareil emploi, même après quelques mois, ne présentent ni écornures ni épaufrures sur les angles et sur les arêtes, au-dessous de la surface supérieure de l'emploi. Si donc l'on désigne par P le prix du mètre cube de cailloux et par J le prix de la journée de main-d'œuvre, la dépense nécessaire pour incorporer dans la chaussée un

mètre cube de cailloux, avec des emplois-béton, s'élève à :

$$(1) \qquad P + 1{,}42\,J.$$

Dans le système ordinaire, au contraire, le caillou forme lui-même sa gangue; d'après M. de Gasparin, l'usure minima est de 31 pour 100. En réalité elle est toujours supérieure, et le cube des vides dépasse cette limite théorique; il est presque toujours de 50 pour 100, de sorte que, pour incorporer à la chaussée un mètre cube de cailloux, il faut en employer deux à la surface. L'emploi de chacun d'eux revenant à $0^{f},41$, le prix total de revient d'un mètre cube de cailloux entré dans la chaussée s'élève à

$$2\,(P + 0{,}41\,J) \quad \text{ou} \quad 2P + 0{,}82\,J.$$

La différence de cette expression avec l'expression analogue obtenue pour l'emploi-béton est de :

$$2P + 0{,}82\,J - P - 1{,}42\,J = P - 0{,}60\,J.$$

On peut dire que cette différence est toujours positive, car le prix d'un mètre cube de cailloux est toujours supérieur au moins à une journée de main-d'œuvre.

L'avantage économique des emplois-béton est donc mis en évidence, et cet avantage serait mesuré par la différence précédente.

Sans mettre en doute la perfection théorique de l'emploi-béton, nous ne pensons pas qu'il soit aussi économique que l'indique le calcul précédent; en tout cas, il présente de sérieuses difficultés pratiques, qui expliquent suffisamment pourquoi il ne s'est pas propagé.

QUEL CHOIX CONVIENT-IL DE FAIRE ENTRE LES DIVERS MODES D'ENTRETIEN.

Le problème ne paraît pas encore absolument résolu. Pour nous, voici la conviction que nous avons puisée dans l'examen des méthodes et des expériences diverses :

Les systèmes particuliers, tels que les emplois-béton, sont d'un usage fort restreint; ils ne semblent convenir qu'à des circonstances tout exceptionnelles.

La lutte se pose simplement entre : 1° le système ordinaire d'entretien par pièces conformément à la circulaire de 1839, qui consiste à maintenir sans cesse le profil de la surface et le capital de chaussée; 2° et le système des rechargements généraux cylindrés qui consiste à laisser la chaussée s'user, autant que possible parallèlement à elle-même, pendant un laps de temps plus ou moins long, et à lui restituer périodiquement son profil et son épaisseur normale.

Les deux systèmes présentent des avantages et des inconvénients, que nous avons longuement énumérés et sur lesquels il est inutile de revenir; le premier convient bien aux chaussées de fréquentation moyenne ou ordinaire, et le second aux chaussées de grande fréquentation.

Dès que la fréquentation moyenne d'une route atteint 300 colliers de toutes natures, nous pensons que l'on peut commencer à recourir aux rechargements généraux cylindrés.

Si la fréquentation est inférieure à 300 colliers, il convient de s'en tenir au système ordinaire en appliquant avec soin les principes de la circulaire de 1839, qui, de l'aveu de la plupart des ingénieurs, est le meilleur guide à suivre.

Le système des rechargements généraux cylindrés reprend toute sa valeur lorsqu'il s'agit de réparer une chaussée complétement détruite ou de construire une chaussée neuve.

MATÉRIEL POUR L'ENTRETIEN DES CHAUSSÉES D'EMPIERREMENT.

Les deux grandes opérations de l'entretien sont l'enlèvement des détritus, balayage et raclage, et la compression des rechargements par les cylindres ou rouleaux. Comme opération complémentaire, très-importante dans certaies cas, il faut ajouter l'arrosage.

Le matériel de l'entretien se subdivise donc naturellement en quatre sections :

1° Machines à balayer.
2° Machines à racler ou raboter.
3° Cylindres ou rouleaux compresseurs.
4° Machines à arroser.

1° Machines à balayer. — L'enlèvement continu de la boue et de la poussière fait le plus grand bien aux chaussées, en même temps qu'il rend la circulation plus douce, plus commode et plus agréable.

Sur une route couverte de poussière ou de boue, il ne tarde pas à se former des frayés avec bourrelets latéraux, que suivent toutes les voitures et les ornières apparaissent. La poussière et la boue ne protégent pas le massif qu'elles recouvrent, comme on l'a cru quelquefois, car elles lui transmettent parfaitement les pressions qu'elles reçoivent : une chaussée poudreuse et boueuse ne tarde point à s'amollir et à se désagréger.

La boue et la poussière seraient-elles favorables à la conservation de la chaussée qu'il faudrait encore les enlever, comme augmentant notablement les frais de roulage, et entraînant de graves inconvénients pour les gens et les bêtes qui circulent sur les routes.

Du reste, il est inutile d'insister sur ce point, car la pratique du balayage des routes est universelle aujourd'hui. Lorsqu'on vit il y a trente ans les cantonniers se servir d'un balai, ce fut un immense éclat de rire; aujourd'hui, le public se fâcherait si on supprimait le balayage.

Mais il y a balais et balais, et cet instrument peut dans certains cas faire beaucoup de mal à une chaussée. En général le balai dur ne vaut rien, surtout en été sur des chaussées siliceuses qui ont tendance à se désagréger; les pierres mobiles dans leurs alvéoles ne tarderaient point à être déchaussées sous l'influence d'un frottement un peu rude.

La surface de la route doit alors être pour ainsi dire légèrement caressée; il faut que l'effort soit juste suffisant pour enlever la mince couche de poussière qui peut se déposer entre deux balayages successifs, car il n'est point admissible qu'on laisse cette couche s'épaissir au point d'exiger un balai rude ou un rabot en bois ou en fer.

Le rabot doit être proscrit pour l'enlèvement de la poussière, même le rabot de bois, et le balai doit suffire à cette opération.

Il faut bien se garder de recourir au balai du commerce, qu'il soit de bouleau ou de bruyère; il est trop gros, trop rude et trop lourd pour produire de bons résultats, surtout s'il s'agit de la poussière. Il ne convient guère que dans les endroits où il se forme beaucoup de boues, comme les rues fréquentées des villes.

Le balai du cantonnier doit être fabriqué par lui-même avec des cimes de bouleau, des tiges de genêt ou de bruyère, et en général avec des tiges herbacées, souples et résistantes; il doit être d'un faible volume, à longue barbe, et muni d'un long manche, de sorte que, dans une seule oscillation, le cantonnier placé sur l'axe de la chaussée puisse balayer d'un accotement à l'autre, sur une route ordinaire. L'ouvrier qui manœuvre un balai de ce genre peut ainsi parcourir dans sa journée 3 à 4 kilomètres de route, et l'opération, quoique fréquemment répétée, n'est pas bien coûteuse.

Depuis quelques années, le balayage constitue une importante partie de l'entretien et on a cherché à le perfectionner.

On a d'abord substitué au vieux balai de bouleau et de bruyère le balai de piazzava; le piazzava est une sorte de jonc d'Amérique, qui de loin ressemble assez à du fil de fer rouillé, mais qui est très-résistant et très-souple.

Le balai de piazzava coûte beaucoup plus cher que le balai ordinaire; mais il fait la besogne beaucoup mieux et plus vite, aussi doit-on y recourir lorsqu'on peut sacrifier au fini du travail un léger accroissement de dépense. Il convient notamment pour le balayage des traverses et des abords des villes.

Si perfectionné qu'il soit, le balai manœuvré à la main ne donne guère de besogne, et, pour nettoyer en peu de temps une grande étendue, il faut une armée de balayeurs. C'est pourquoi l'on s'est proposé depuis longtemps de recourir à des balayeuses mécaniques traînées par un cheval.

En 1850, on se servait à Londres de la voiture à ébouer représentée par la figure 4 de la planche IX. A l'arrière d'un véhicule à deux roues est une chaîne sans fin, plus ou moins inclinée, tournant sur deux poulies dans un coursier en bois. La poulie supérieure est dentée et engrène avec un rouet mobile en même temps que la roue de la voiture. La poulie motrice marche donc en sens inverse du mouvement de la roue, et, comme elle est garnie d'une série de balais en jonc implantés normalement à sa surface, ceux-ci attaquent la boue de la chaussée, et l'entraînent en la faisant remonter dans le couloir incliné, au sommet duquel elle se déverse dans une caisse que porte l'essieu de la voiture. Au-dessus de la poulie motrice est une traverse horizontale sur laquelle les balais se nettoient en passant.

Le conducteur qui est à l'avant peut, au moyen d'un système de renvois, augmenter ou diminuer la pression que les balais exercent sur la chaussée, ou relever complétement la chaîne lorsque l'appareil doit cesser de fonctionner.

La machine à balayer, qui permet de maintenir partout une grande propreté, est un puissant auxiliaire pour la salubrité publique; il est indispensable que l'usage s'en propage dans toutes les villes.

L'appareil que nous venons de décrire est assez compliqué; la condition que l'on s'impose de remonter la boue sur un plan incliné est difficile à réaliser et serait même presque impossible avec une boue liquide, ou tout au moins entraînerait une grande perte de force. Cependant, c'est à l'état liquide qu'il faut enlever la boue, si l'on veut que l'opération se fasse et sans effort et sans dé-

gradation pour la chaussée; une boue déjà ferme s'enlève mal au balai, elle s'étale sur la surface et n'est poussée en avant qu'avec un certain effort.

La balayeuse Tailfer, qui est à peu près la seule usitée en France et notamment à Paris, est destinée à la boue liquide; elle ne l'enlève pas, mais la rejette latéralement, en bourrelets que l'on finit par pousser le long du trottoir; quand la boue est amenée là, on la pousse à l'égout avec des balais ordinaires, ou bien on la laisse se ressuyer et on l'enlève ultérieurement avec un tombereau.

Les figures 4 à 8 de la planche VII, empruntées au mémoire de M. Homberg sur les voies de Paris, représentent la balayeuse Tailfer. Elle se compose d'une charrette à deux roues traînée par un cheval; un siége est destiné au cocher; à l'arrière se trouve l'appareil balayeur composé d'un rouleau armé de brins de piazzava. Ce rouleau, de 2 mètres de longueur, est disposé d'une manière inclinée pour rejeter la boue sur le côté de la voiture; il est supporté à ses deux extrémités par des brancards mobiles indépendants de ceux de la voiture et oscillants autour de l'essieu, ce qui permet au balai de suivre toutes les inégalités du sol; il est supporté en son milieu par une chaîne suspendue à l'extrémité d'un grand levier, dont l'autre extrémité est manœuvrée par le cocher qui peut, en le déclenchant ou en l'enclenchant, abaisser ou relever la brosse pour opérer ou suspendre le travail.

Les brins du rouleau balayeur sont plantés suivant une courbe hélicoïdale; ainsi la boue recueillie à l'extrémité du rouleau est poussée de pas en pas de l'hélice jusqu'à l'autre extrémité, et elle est rejetée sur la chaussée en forme de cordon continu, lequel est repris par une deuxième balayeuse et repoussé parallèlement à environ 1m,50 plus loin, et finalement, après le nombre de passes nécessaires, sur le bord du ruisseau.

Le mouvement est donné au rouleau par une roue et une chaîne sans fin, à brins croisés, qui reçoit son impulsion d'une poulie à gorge montée sur la roue. De la sorte, le balai tend à chasser la boue vers la caisse de la voiture et non en arrière.

La vitesse de la balayeuse est celle du pas du cheval, elle balaye à peu près 5,000 mètres carrés à l'heure, c'est-à-dire qu'elle fait l'ouvrage de dix hommes; elle peut même faire davantage : son prix est de 2,000 francs. Le travail qu'elle fait revient à peu près au même prix que le travail à la main, mais il s'exécute beaucoup plus rapidement, et c'est précieux pour une grande ville.

La balayeuse Tailfer, comme toutes les balayeuses mécaniques, comme le balai ordinaire lui-même, ne fonctionne avantageusement qu'avec des boues liquides; si donc on a trop attendu et qu'on ait laissé les boues se ressuyer, il faut les arroser avant de faire passer la balayeuse.

Cet appareil a toujours le grand désavantage de ne pas enlever la boue, et de la pousser le long des trottoirs où les piétons maudissent sa présence. Le problème du balayage mécanique ne sera donc vraiment résolu que le jour où on obtiendra un engin qui recueille la boue et l'emporte tout en fonctionnant dans des conditions pratiques.

2° **Machines à racler ou à raboter.** — La plus simple et la plus répandue de ces machines, c'est le rabot ordinaire, lame de bois ou de fer plantée presque normalement au bout d'un long manche. Le rabot de bois a pour ainsi dire disparu, du reste il fait double emploi avec le balai; quant au rabot de fer, on l'a conservé partout pour enlever la boue. Il convient de ne point le faire tranchant ni pesant pour qu'il n'attaque pas la chaussée; il suffit qu'il soit assez fort pour entraîner la boue.

On a cherché depuis longtemps à accoupler plusieurs lames de rabot, de manière à constituer un rabot de grande dimension, monté à l'arrière d'une brouette ou d'une charrette, et manœuvré par un homme ou par un cheval. On trouvera dans un mémoire de M. l'ingénieur Ducrot, publié aux *Annales des ponts et chaussées de* 1842, plusieurs modèles de ces racloirs composés, ainsi que des modèles de balais multiples montés sur un train de brouette qu'un homme pousse devant soi.

M. l'ingénieur Vignon a décrit aussi, dans les *Annales de* 1843, une brouette racloir; nous n'insisterons pas sur ces appareils anciens, dont le lecteur n'a pas de peine à saisir le principe, et nous arriverons tout de suite aux deux appareils les plus connus : le char-éboueur de M. Chardot, et l'ébouleur Marmet.

1° *Char ébouleur Chardot.* — Le char ébouleur Chardot, dit M. l'ingénieur Dilschneider, se compose essentiellement de racloirs qui, fonctionnant indépendamment les uns des autres, en quelque sorte comme les touches d'un piano, peuvent s'appliquer sur toutes les ondulations du profil transversal d'une chaussée, et ramasser devant eux, lors de la mise en mouvement du char, la boue qu'ils rejettent ensuite sur l'accotement.

Cet appareil est représenté par les figures 1, 2, 3 de la planche IX. On voit en R,R... les trente racloirs parallèles, qui se touchent presque, sans être adhérents, et qui se recouvrent l'un l'autre à peu près du quart de leur largeur; ils sont supportés par des leviers B, encastrés dans les racloirs pour les empêcher de se relever sous la pression de la boue, et mobiles à l'avant autour d'axes horizontaux (*aa*) fixés à la grande poutre CC. Cette poutre est solidement adaptée à la partie inférieure d'un char à deux roues, et elle fait avec l'axe longitudinal de celui-ci un angle de 30°. Elle est supportée à l'avant par une roulette en fonte D, qui elle-même peut tourner autour de l'axe vertical *dd*. Au-dessous des leviers B on voit une pièce de bois EE, qui peut les soulever tous d'un seul coup. A cet effet, la pièce EE est supportée par deux chaînes FF′, qui viennent passer sur deux poulies fixes GG′ et s'enrouler sur un cabestan H que porte le char. Quelques tours de cabestan, et les racloirs sont soulevés, l'appareil ne fonctionne plus.

Quand la machine marche, elle tend à entraîner la boue placée à la surface de la chaussée; celle-ci exerce sur les racloirs une résistance parallèle au mouvement, laquelle se décompose en une force normale aux racloirs, annulée par la résitance même desdits racloirs, et en une force parallèle aux racloirs, c'est-à-dire à la pièce CC : cette force produit un mouvement de translation de la boue qui chemine le long des racloirs jusqu'à l'accotement de droite.

Cet appareil est d'une construction simple, il nettoie une chaussée aussi bien que le rabot à main; mais, comme la balayeuse mécanique, il ne fonctionne bien qu'autant que la boue n'est pas prise et ne s'est pas trop ressuyée. Son immense avantage est de permettre d'enlever rapidement et économiquement la boue sur de grandes longueurs, ce qui ménage beaucoup les chaussées.

Ébouleur Marmet. — L'ébouleur Marmet se manœuvre à bras; il se compose de cinq racloirs accolés, se recouvrant légèrement de l'un à l'autre et occupant environ un espace de 1 mètre; les racloirs extrêmes sont inclinés en avant, et l'ensemble forme une ligne concave qui prend la boue et l'entraîne sans la rejeter comme le fait le char ébouleur. Un système de bascule permet de soulever à volonté ou de laisser retomber les cinq racloirs; lorsque la charge de boue entraînée est assez forte, l'ouvrier lève les racloirs pour abandonner cette

boue et recommencer sur de nouveaux frais. La boue réunie en tas est enlevée ultérieurement.

Sur le boulevard des Italiens, on a curé avec cet appareil 938 mètres carrés pendant que le racloir ordinaire ne curait que 350 mètres carrés.

L'appareil Marmet économise deux tiers du temps nécessaire au simple ébouage de la chaussée, et moitié du temps nécessaire pour curer et mettre la boue en tas.

D'après un rapport de M. Mary, il convient d'autoriser MM. les ingénieurs en chef à en faire usage sur toutes les routes où, par suite de la nature du sol, de la qualité des matériaux, de l'activité de la circulation ou de toute autre cause, il peut, en accélérant l'enlèvement de la boue et de la neige, rendre l'entretien facile.

L'éboueur de M. Marmet, conducteur des ponts et chaussées, a obtenu une médaille à l'exposition de 1867 : il coûte 52 francs pris à Nevers.

2° **Cylindres ou rouleaux compresseurs**. — Les premiers cylindres étaient en fonte ou en bois. Le cylindre employé en 1836 par M. l'ingénieur Morandière était en fonte, d'une longueur de $0^m,75$, d'un diamètre extérieur de $0^m,96$; son épaisseur était de $0^m,08$, et il était traversé par un axe en fer carré de $0^m,07$ de côté; il pesait 1,670 kilogrammes, et, dans l'intérieur, on pouvait ajouter huit plateaux en fonte pesant en tout 1,340 kilogrammes; c'est donc un poids total de 3,010 kilogrammes. On le faisait d'abord passer vide sur l'empierrement, puis on le surchargeait à mesure que le roulage devenait plus facile. Les dimensions de ce rouleau sont trop faibles.

Le cylindre Polonceau était de forme ingénieuse; 2 mètres de diamètre, $1^m,50$ de largeur. Il était composé d'un tambour en forts madriers jointifs, cerclés en fer et cloués sur deux roues formant les bases du cylindre. Ces madriers, au lieu d'être droits, présentent une concavité de $0^m,03$ à leur milieu, afin de mieux épouser la forme bombée de la chaussée et de ramener les pierres sous le cylindre plutôt que de les en écarter. Les bases du cylindre sont fermées et munies de portes en bois, par lesquelles on remplit le cylindre de sable ou de gravier lorsqu'on veut le faire fonctionner et agir très-lourdement. Les limons sont équilibrés au moyen de contre-poids placés à l'arrière de sorte que les chevaux n'ont rien à porter et que tout le poids de l'appareil est transmis au sol par le rouleau. Vide l'appareil ne pèse que 1200 kilogrammes et se transporte facilement ; rempli de sable, il arrive à 6,000 kilogrammes ; on voit qu'il y a une grande marge à la variation des pressions. Deux critiques sont à faire : d'abord le revêtement en bois est mauvais pour comprimer un empierrement en cailloux durs, ceux-ci s'y incrusteront, l'useront rapidement et gêneront le roulage ; un revêtement en forte tôle serait nécessaire, et puis, la forme concave du profil ne signifie rien, le bombement de la chaussée est peu accusé sur une aussi faible largeur et on peut la supposer formée de bandes planes parallèles ; la concavité peut même devenir dangereuse, car il peut arriver que le rouleau ne porte plus que par ses bords et trace deux sillons sur la chaussée ; en tout cas, l'usure ne tardera point à émousser les bords et à faire disparaître la concavité.

Le cylindre de M. de Coulaine est analogue au précédent, mais les défauts que nous venons de signaler y ont été corrigés ; c'est un tonneau en bois, formé à la surface de madriers jointifs, recouverts d'un cerclage continu en fer de 0,02 d'épaisseur, il est à surface plane, d'une largeur de $1^m,50$ et de 2 mètres de diamètre. On le charge intérieurement avec un mélange de pierres cassées et de sable. Vide, il pèse 3,115 kilogrammes et trois chevaux suffisent à le transpor

ter sur une bonne route; son poids atteint 8,000 kilogrammes lorsqu'il est chargé.

A cette époque, la moyenne des passages d'un rouleau en un point de la chaussée était de 40, et le prix de la compression d'un mètre carré de chaussée revenait à 0f,14 et à 0,17 avec la matière d'agrégation.

On a trouvé ce nombre des passages exagéré, et M. Schattenmann prétendait qu'à moins de circonstances exceptionnelles, l'opération du cylindrage, faite avec un rouleau pesant 3,000 kilogrammes vide et 6,000 kilogrammes plein, devait être terminée après le douzième passage du rouleau sur le même point, savoir : deux tours de rouleau à vide, deux tours ensuite à mi-charge et deux tours à charge entière avant le répandage de la matière d'agrégation, puis ensuite six tours à charge entière pendant et après le répandage de la matière d'agrégation.

Ce nombre de douze tours est insuffisant pour obtenir la fermeté absolue de la chaussée; sans doute il suffit pour donner une chaussée suffisamment facile pour le roulage, mais il est préférable de pousser l'opération plus loin, si l'on veut avoir une chaussée belle et résistante.

En principe, le cylindrage est achevé lorsqu'un caillou de 0,06 jeté sous le rouleau ne pénètre plus dans la chaussée, mais s'écrase sous le poids.

Le cylindre Bouillant est aujourd'hui le plus répandu et le plus simple; il est représenté en plan et en double élévation par les figures 3, 4, 5 de la planche XI.

M. l'ingénieur en chef Vaissière en a donné la description suivante:

« La légende ci-après suffit pour l'intelligence de la représentation graphique de l'instrument:

A Cylindre en fonte.
B Caisson de tôle de chargement lié au cylindre en fonte.
C Croisillons.
D Robinet de chargement avec de l'eau.
E Porte de chargement avec du gravier.
F Cercle fixe.
G Cercle mobile tournant autour du cercle F.
H Pitons de tirage soudés fixes sous le cercle G.
I Chape mobile tournant autour du pivot J.
J Pivot fixe de support du taquet d'arrêt K.
K Taquet d'arrêt à bascule rendant le tout fixe et s'emmanchant dans l'encoche L.
K' Position du taquet au moment où l'on tourne.
L Encoche d'arrêt et de fixité du système tournant.
M Clef rendant fixe le piton H et la chape mobile I. Il n'est utile d'enlever cette clef que pour tourner dans un espace très-restreint.
N Brancard articulé pouvant se relever en N'.
O Serre-frein.
P Décrottoirs.
R Trou d'air à ouvrir pendant le chargement avec de l'eau.
R' Trou d'air à ouvrir pendant le déchargement.
S Trou d'homme pour visiter le caisson.
T Palier supportant le système tournant.
U Coffre à outils.

NOTA. — Pour tourner on n'a qu'à soulever le taquet K; il va s'emmancher lui-même dans l'encoche L.

L'idée de ce cylindre, construit d'après nos indications, est due à la nécessité de réduire au minimum possible la longueur de l'instrument, afin d'en

faciliter la manœuvre dans les rues de Paris soumises, comme on le sait, à une circulation excessive. Nous avons, en conséquence, engagé M. Bouillant à introduire dans le vide du cylindre ordinaire un caisson en tôle fermé de toutes parts et que l'on pourrait remplir avec de l'eau pour constituer la charge additionnelle nécessaire.

Ce mode de chargement est très-rapide toutes les fois que l'on dispose, ainsi que cela a lieu à Paris, d'eau sous pression, puisqu'il n'y a qu'à mettre le caisson en communication avec une bouche d'eau, par l'intermédiaire d'un tuyau en cuir. Le déchargement du cylindre s'opère avec la même facilité, en mettant, par le même procédé, l'intérieur du caisson en communication directe avec une bouche d'égout.

Quand on n'a pas sous la main de l'eau sous pression, le chargement se fait plus lentement avec un entonnoir et des seaux.

Pour le cas très-rare où, dans la campagne, on n'aurait pas d'eau à sa disposition, M. Bouillant a ménagé l'ouverture E qui permet de remplir le vide du caisson avec du gravier ou du sable; mais ce mode de chargement n'offre pas les mêmes avantages que celui avec de l'eau, et l'on ne doit s'en servir, croyons-nous, que lorsqu'il y a impossibilité manifeste de faire autrement.

Le nouveau cylindre, entièrement construit en fonte, fer et tôle, est beaucoup moins sujet que les cylindres ordinaires anciens aux dégradations résultant des intempéries atmosphériques, auxquelles ces appareils sont presque constamment exposés.

Le cylindre nouveau a une longueur totale de $4^m,70$, inférieure de 3 mètres à celle des cylindres ordinaires: il est, par suite, beaucoup plus facile à manœuvrer, dans les rues de Paris, que ne le sont les anciens cylindres, et se prête à des applications très-utiles sur les routes, chemins vicinaux et de grande communication, ainsi que dans la traversée des villes, bourgs et villages.

Un des avantages du nouveau cylindre, et qu'il importe de mentionner, résulte de ce que le poids de la charge et de l'appareil entier ne porte plus, comme dans les anciens cylindres, sur la fusée; il y a partant diminution d'usure de cette fusée et surtout diminution de frottement: l'effort à faire par les chevaux est ainsi beaucoup atténué. Ce qui contribue encore à soulager les moteurs, c'est que l'axe du tirage étant de $0^m,15$ plus haut que dans les anciens cylindres, la traction est rendue beaucoup plus douce.

Ces deux causes réunies équivalent à peu près à l'effort d'un cheval: d'où, par suite, économie possible sur les frais de traction.

Il y a deux modèles du nouveau cylindre, savoir:

Le premier de deux mètres de diamètre extérieur, de $1^m,35$ de largeur, d'un poids, à vide, de 6,000 kilog., et, à charge, de 8,800 kilog.;

Le deuxième d'un diamètre extérieur de $1^m,60$, d'une largeur de $1^m,20$, d'un poids, à vide, de 4,200 kilog., et, à charge, de 6,000 kilog. »

Le cylindre à eau de M. Bouillant est un peu compliqué et coûte cher (3,000 fr. le grand module et 2,200 le petit); bien des ingénieurs désirant multiplier le nombre des rouleaux, lui ont demandé d'en construire de plus simples et de moins chers, et c'est pour satisfaire à cette demande qu'il a fabriqué le rouleau représenté par la figure 1 de la planche XII. Ce rouleau tout en fonte, fer et tôle, est d'une solidité à toute épreuve; il peut être manœuvré par tout le monde; il est muni de deux brancards à relèvement qui dispensent de le faire pivoter sur place lorsqu'on veut changer le sens de la traction; la surcharge, qui se compose de blocs de pierre est placée dans deux coffres, qu'on voit de chaque côté du

cylindre. Le centre de gravité de la charge est suffisamment bas pour qu'il n'y ait point de renversement à craindre. Ce rouleau pèse vide 2,400 kilogrammes, plein 4,400 kilogr., et il coûte 1,250 francs.

Citons encore le *cylindre Houyau*; l'attelage est fixé a un anneau horizontal susceptible de tourner autour de l'axe du cylindre, de sorte que, pour tourner, on n'a pas besoin de dételer, on déclenche l'anneau et on fait tourner l'attelage pendant qne le cylindre reste immobile. La plus grande partie de la surcharge est dans des caisses placées à l'avant et à l'arrière du cylindre; c'est un point à considérer, car, dans les anciens rouleaux, tels que ceux de M. Schattenmann, la caisse à surcharge se trouve au-dessus du cylindre d'où résulte une grande élévation pour le centre de gravité de l'ensemble et par suite peu de stabilité. Divers autres systèmes ont été donnés pour permettre de changer le sens du mouvement du rouleau sans qu'il soit besoin de dételer. On les comprendra à simple vue.

Cylindrage à la vapeur. — Le cylindrage à la vapeur est en usage maintenant dans quelques grandes villes comme Bordeaux et Paris. Nous empruntons au mémoire de M. Homberg les renseignements suivants sur le cylindrage à Paris.

« On peut donner aux grands rouleaux, avec un attelage de six chevaux, une vitesse moyenne de 1 mètre par seconde, et cette vitesse, très-convenable, est celle que l'on doit tendre à obtenir; mais dans la pratique on y arrive rarement, et il résulte de nombreuses expériences que celle que l'on obtient en général n'est environ que de 2,500 mètres à l'heure. Les temps d'arrêt, pour changement de direction, dépensent en général un tiers du temps employé en marche utile; en outre, il y a toujours un certain nombre d'arrêts accidentels, surtout sur les voies très-fréquentées; en sorte que l'on ne doit compter en général que sur un parcours de 16 à 1700 mètres par heure. Le nombre de passages nécessaires pour obtenir la prise complète d'un rechargement sur les voies de Paris varie beaucoup; il dépend de l'épaisseur de la couche rechargée, de la nature des matériaux employés, de l'état d'humidité de la chaussée, de la quantité et de la nature des matières d'agrégation. On peut admettre toutefois qu'il est de 30 à 50, et prendre comme moyenne le nombre de 40 passes pour un chargement de $0^{m},12$ à $0^{m},14$ d'épaisseur, où l'on n'emploie que la quantité indispensable de matière d'agrégation, la chaussée étant maintenue constamment humide. On voit, d'après ces données, que l'on peut admettre qu'un cylindre compresseur peut amener à prise complète un rechargement de 400 mètres carrés dans une journée de dix heures de travail. La prise d'un rechargement est complète lorsque quelques pierres jetées sur la chaussée s'écrasent sous le rouleau au lieu de pénétrer dans la chaussée.

Sur les routes des départements, le nombre des passes n'est ordinairement que de 10 à 20; sur ces routes, en effet, on n'emploie en général les cylindres compresseurs que pour obtenir un premier tassement des matériaux, et on laisse la circulation des lourdes voitures, munies ordinairement de jantes assez larges, achever la prise complète de la chaussée. Sur les voies de Paris, fréquentées surtout par des voitures marchant à grande vitesse, dont les jantes sont très-étroites (celles des omnibus, si lourdement chargées, n'ont que $0^{m},05$ de largeur), le cylindrage doit être complet, autrement les matériaux, déplacés par les roues, seraient éparpillés par les pieds des nombreux chevaux qui les parcourent au trot.

Dans le département de Seine-et-Oise, comme probablement dans beaucoup d'autres, le cylindrage, compris régalage et répandage des matieres d'agrégation, s'évalue au mètre cube des matériaux employés, et revient en moyenne

à $0^{f},75$; ce qui donne pour rechargement de $0^{m},12$ à $0^{m},15$ d'épaisseur $0^{f},10$ environ par mètre carré. A Paris, ce même travail peut être évalué à $0^{f},27$, et est payé à l'entrepreneur $0^{f},30$ (prix du devis sans rabais).

On peut l'établir de la manière suivante :

Journées de 6 chevaux à 7 francs l'un.	42	
2 charretiers à 4 francs l'un.	8	
Entretien et réparation du cylindre.	8	60
L'entretien et la réparation de chaque rouleau coûte, en moyenne, 800 francs; il cylindre 40,000 mètres carrés, on travaille pendant 100 jours, soit 8 francs par jour.		
Graissage et faux frais.	2	
Arrosage (chevaux et entretien du tonneau).	20	
3 ouvriers pour régaler et employer la matière d'agrégation à 3 francs l'un.	9	33
Journée de surveillant.	4	
Fourniture ou rapprochement de la matière d'agrégation, faux frais, etc.		17
Dépense totale pour une journée.		110
Le mètre carré revient donc à $\frac{110}{400}$.		$0^{f}.275$
Soit pour cylindrage proprement dit.		$0^{f}.15$
Et pour accessoires.		$0^{f}.125$

L'emploi des rouleaux compresseurs sur des voies aussi fréquentées que celles de Paris présentent toutefois de graves inconvénients. La longueur totale d'un cylindre et de son attelage est de 14 à 15 mètres; ces lourdes machines, qui doivent marcher en ligne droite et ne peuvent se détourner facilement, les manœuvres qu'il faut faire pour changer le sens de leur marche, gênent beaucoup la circulation et occasionnent sur les voies publiques de Paris des embarras incessants et sont souvent, malgré toutes les précautions prises, des causes d'accidents regrettables. Depuis longtemps les ingénieurs s'en sont préoccupés et ils ont encouragé, autant qu'il a été en leur pouvoir, les essais tentés pour substituer la vapeur aux chevaux comme moteur des rouleaux compresseurs. Outre l'avantage d'avoir des machines beaucoup moins encombrantes et beaucoup plus maniables, la vapeur supprimerait l'action des pieds des chevaux, qui produit sur les empierrements un effet inverse de celui que l'on veut obtenir, en désagrégeant et éparpillant les pierres que le rouleau doit réunir et comprimer.

Dès 1860, un rouleau à vapeur, inventé par M. Lemoine, a été expérimenté dans le service des promenades et plantations au bois de Boulogne, et l'année suivante, ce même service a essayé au bois de Vincennes un double cylindre à vapeur de M. Ballaison.

Des expériences comparatives de ces deux cylindres furent ensuite suivies par MM. les ingénieurs Darcel et de Labry, qui en ont rendu compte dans un rapport du 30 mai 1862. Ces ingénieurs expriment dans ce rapport l'avis que le cylindrage à vapeur présente de grands avantages sur celui fait avec des chevaux et doit être plus économique.

Ils donnent la préférence au double cylindre, système Ballaison, qui effraye moins les chevaux, n'écrase pas les matériaux et tourne plus facilement. En terminant ce rapport, ces ingénieurs s'expriment ainsi :

« L'un et l'autre cylindre marchant également dans un sens et dans l'autre, n'ayant pas d'attelages, sont sur la voie publique un embarras bien moins grand que les cylindres ordinaires, dont les chevaux barrent la circulation lorsqu'il faut changer le sens du mouvement, c'est-à-dire très-souvent, et labourent avec

leurs pieds le travail fait précédemment; le seul inconvénient est l'effroi des chevaux, mais nous sommes persuadé qu'avec de la précaution de la part du chauffeur, on évitera les accidents dans les premiers temps, et que bientôt les chevaux de Paris prendront l'habitude de ce genre d'appareils, comme ceux de Passy l'ont prise du chemin de fer qui longe à niveau la promenade du Ranelagh, et dont les locomotives arrivent à toute vapeur et en sifflant, afin d'avertir la station voisine.

« Nous pensons donc qu'on doit entrer hardiment dans le système des cylindrages à vapeur, en donnant la préférence aux appareils Ballaison. »

Cet avis fut approuvé et il a été suivi; depuis, un très-grand nombre de cylindrages ont été exécutés, tant dans le service des promenades et plantations que dans le nôtre, avec les appareils à vapeur, et surtout avec celui de M. Ballaison. On a d'abord employé ce cylindre sur l'avenue Daumesnil et autres voies en construction, puis, peu à peu, sur des voies fréquentées, telles que la rue de Lyon, les boulevards Beaumarchais, du Temple et Saint-Martin. Les prévisions de MM. les ingénieurs Darcel et de Labry se sont réalisées. Les accidents ont été de moins en moins fréquents, et M. le préfet de police, qui s'était ému de l'apparition de cette machine à vapeur sur les voies de Paris et avait demandé à M. le préfet de la Seine, en février 1861, de ne laisser fonctionner ces appareils que la nuit, a écrit, le 13 décembre dernier, que, moyennant quelques changements de détail à faire à la machine Ballaison, modifications qui ont été faites, il pensait que le danger d'accidents serait assez atténué pour que cette machine pût fonctionner, même toute la journée, sur les voies les plus fréquentées.

Le moment paraît donc venu, sinon de généraliser l'emploi des cylindres à vapeur à l'exclusion des rouleaux compresseurs mus par des chevaux, au moins d'en étendre beaucoup l'usage en les appliquant à toutes les voies peu fréquentées, et surtout aux cylindrages qui s'exécutent la nuit. Les ingénieurs en chef du service municipal viennent dans ce but de soumettre à l'approbation de M. le préfet de la Seine un projet de traité avec la compagnie Gellerat, cessionnaire du brevet Ballaison; le mode à adopter pour ce traité a présenté d'assez grandes difficultés. La location des machines à la journée laissait à déterminer les conditions de la marche des machines, notamment les minima de poids et de vitesse à exiger, et il a été impossible de s'entendre sur ces points. Le cylindrage au mètre, exigeant un travail très-variable, selon l'épaisseur des rechargements, les quantités de détritus employés et le degré de fini exigé et difficile à déterminer, présentait des difficultés plus grandes encore. On a adopté, pour base du marché, la tonne kilométrique, c'est-à-dire que la ville de Paris payera les concessionnaires et propriétaires des rouleaux d'après le poids de leurs appareils et l'espace qu'ils auront parcouru; c'est en effet ce qui représente en même temps et le travail utile produit et les dépenses faites pour le produire.

Le poids de chaque appareil sera constaté ainsi que celui de l'approvisionnement maximum d'eau et de charbon; un compteur fixé à l'appareil constatera l'espace parcouru. Le diamètre des rouleaux ne pourra être inférieur à $1^{m},20$ ni supérieur à $1^{m},50$; la charge, par mètre linéaire de génératrice du cylindre, ne doit pas dépasser 8 tonnes; enfin la vitesse ne doit jamais dépasser 4 kilomètres à l'heure. Des clauses nombreuses et détaillées garantissent d'ailleurs les droits de l'administration et l'intérêt des concessionnaires.

Pour déterminer le prix qu'il y avait lieu d'accorder par tonne kilométrique, une expérience a été faite avec un soin tout particulier sur l'avenue Montaigne, aux Champs-Élysées.

La chaussée de cette avenue a été rechargée en même temps d'une couche d'une épaisseur uniforme de matériaux semblables et divisée ensuite en deux parties parfaitement égales, qui ont été cylindrées simultanément, l'une par un rouleau mû par des chevaux, l'autre par le rouleau, système Ballaison, de MM. Gellerat et compagnie.

Cette expérience a donné les résultats consignés dans le tableau suivant :

	CYLINDRE A CHEVAUX.	DOUBLE CYLINDRE A VAPEUR.
Surface cylindrée.	1.915^{m}.80	1.915^{m}.80
Temps total employé..	34^{h}.30	18^{h}.47
Temps utilisé.	24^{h}.40	14^{h}.57
Temps d'arrêts..	9^{h}.50	3^{h}.50
Longueur de la passe..	347^{m}.00	309^{m}.00
Nombre de passes.	265	104 + 191
Espace parcouru..	91.955^{m}.00	32.327^{m}.00
Poids moyen des cylindres.	6.318^{k}.00	13.240^{k}.00
Nombre de tonnes kilométriques..	580^{tk}.197	428^{tk}.01

Il résulte de ces chiffres qu'en évaluant à 6 francs par heure la dépense faite pour le cylindrage à chevaux, et c'est en effet à ce prix qu'il est revenu, le cylindrage des 1,916 mètres carrés a coûté la somme de 207 francs, soit 0^{f},108 par mètre carré.

Le cylindre à vapeur étant loué à raison de 9 francs par heure, la dépense a donc été de 169^{f},20, soit pour 1 mètre carré de 0^{f},083.

On doit remarquer que, comme il s'agissait d'une expérience, le cylindrage avec les chevaux a été conduit d'une manière tout exceptionnelle. Ainsi, la vitesse moyenne du cylindre a été de 2,666 mètres rapportée au temps total et de 3,729 mètres rapportée au temps réellement utilisé, c'est-à-dire que les chevaux ont marché avec une vitesse de plus de 1 mètre par seconde, tandis que nous avons vu que la vitesse moyenne, en pratique ordinaire, n'est que de 2,500 mètres environ; aussi le mètre carré de cylindrage, bien qu'il ait été fait jusqu'à prise très-complète, n'a coûté que 0^{f},108, tandis qu'on doit l'évaluer ordinairement, comme nous l'avons dit, à 0^{f},15. Le cylindrage avec la vapeur a donc été économique; de plus, ce qui est très-important, il a été plus rapide : les dépenses accessoires pour arrosement, répandage, régalage et surveillance, ont donc été notablement diminuées. »

4° **Matériel de l'arrosage.** — L'arrosage est devenu une pratique courante de l'entretien; il est indispensable dans les villes et même sur les parties de routes empierrées soumises à une grande circulation de voitures rapides.

L'arrosoir ordinaire n'est plus qu'exceptionnellement employé : il contient environ 12 litres; un ouvrier peut emplir et vider 20 arrosoirs par heure, et chaque arrosoir peut mouiller 20 mètres superficiels. Ce nombre est évidemment variable, et, dans la pratique, il ne faut guère compter que 320 mètres carrés de surface mouillée par ouvrier et par heure.

Pour entretenir une humidité constante et prévenir la poussière, il faut, en été, arroser les empierrements 6 à 8 fois par jour, et les pavages 3 à 4 fois. Donc, il faut par jour un ouvrier arroseur pour 500 mètres carrés d'empierre-

ment ou pour 1,000 mètres de pavage; mettant sa journée à 3 francs, on trouve comme prix de revient 0f,006 par mètre carré pour le macadam et 0f,003 pour le pavé.

C'est donc une opération très-coûteuse, et il y a déjà nombre d'années qu'on a pratiqué l'arrosage au tonneau, qui devient indispensable dans les grandes villes dès que la sécheresse persiste.

A Paris, un tonneau d'arrosage contient 1,000 litres ; il va s'emplir aux poteaux d'arrosement qu'on voit de place en place et que nous décrirons en parlant des distributions d'eau ; en moyenne, un tonneau se vide 30 fois par jour et couvre à chaque fois 2,400 mètres carrés, et, comme il doit passer 8 fois sur l'empierrement ou 4 fois sur le pavage, il faut un tonneau par 10,000 mètres carrés d'empierrement ou par 20,000 carrés de pavage. Un tonneau, y compris les frais de toute nature, revient à 12 francs par jour d'emploi ; donc l'arrosage d'un mètre carré de macadam coûte 0f,0012 et d'un mètre carré de pavé 0f,0006. De là, un grand avantage économique du tonneau sur l'arrosoir.

Tout le monde a vu fonctionner les tonneaux d'arrosage ; on ne les fait plus guère en bois, ce sont d'ordinaire des cylindres en tôle, bien consolidés, montés sur un train en bois, peints au dedans et au dehors. L'eau est introduite par un couvercle supérieur qui livre passage au tuyau en cuir d'un poteau ou d'une bouche de prise d'eau, ou bien encore au tuyau d'une pompe. L'eau passe du cylindre dans un tuyau inférieur qui la conduit dans un autre tuyau horizontal, formant un arc de cercle dont la concavité regarde les roues du véhicule ; ce tuyau est percé d'une multitude de trous d'arrosoir par où l'eau s'élance en lame formée d'une quantité de filets parallèles dirigés vers la chaussée ; la forme cirlaire de ce tuyau d'échappement permet de répartir l'eau sur une surface plus grande que la voie du véhicule. C'était une difficulté, surtout dans les villes, que de forcer le conducteur du tonneau à descendre de son siége pour ouvrir ou fermer le robinet d'arrosage ; aussi a-t-on remplacé ce robinet par une soupape fixée à un système de leviers dont le dernier est sous la main du conducteur monté sur son siége ; en plaçant ce levier à divers crans, il ouvre plus ou moins l'échappement, dépense plus ou moins d'eau, et arrête à volonté l'écoulement.

A Paris, notamment au bois de Boulogne et dans les grandes avenues des Champs-Élysées, on a eu recours à l'arrosage à la lance. C'est une lance, analogue à celle des pompes d'incendie, mise au bout d'un tuyau flexible vissé sur une conduite d'eau forcée et manœuvrée à la main par un cantonnier qui en dirige le jet cà et là. Ce système, très-commode, exige d'abord la présence d'une conduite d'eau forcée, puis celle de bouches d'eau assez rapprochées pour qu'avec une longueur de manche facilement manœuvrable par un cantonnier, les jets puissent couvrir la chaussée. Suivant M. Darcel, l'ingénieur des ponts et chaussées qui a installé ce système d'arrosage à Paris, il ne faut pas que les manches aient plus de 12 à 13 mètres de long ; l'amplitude du jet étant d'environ 12 mètres, une bouche ne peut desservir qu'un cercle de 25 mètres de rayon ; cette notion suffit à déterminer dans chaque cas le nombre et l'emplacement des bouches. Les manches de la lance ont 0m,041 de diamètre intérieur ; on les a faites d'abord en toile, elles coûtaient 1f,25 le mètre, laissaient suinter l'eau et duraient quelques jours ; puis en caoutchouc, elles coûtaient 7 francs le mètre, ne laissaient pas suinter l'eau et duraient une saison ; puis en cuir, elles coûtaient le même prix et duraient deux saisons ; en outre, toutes ces manches, traînant sur la chaussée, étaient fort malpropres et difficiles à transporter. Aussi, en eston venu à adopter la disposition suivante : un tuyau en cuir de 0m,50 de lon-

gueur portant le bout femelle du raccord avec la bouche, 5 tuyaux en tôle plombée et bitumée intérieurement, ayant 0,041 de diamètre intérieur, réunis par des moignons de tuyaux en cuir de $0^m,30$ de longueur et formant charnière, un dernier tuyau en tôle de 1 mètre de longueur et un moignon en cuir de $0^m,50$ portant le raccord mâle sur lequel on visse la lance. Cet appareil est supporté par dix roulettes réunies deux à deux au moyen de traverses; il revient, y compris la lance, à près de 7 francs le mètre.

Le débit par seconde des lances varie de $0^l,9$ à 2 litres; le cantonnier peut du reste modérer le jet suivant la pression ou l'arrêter au moyen d'un robinet, et en somme le débit moyen est d'un litre. La dépense moyenne d'eau s'élève à 3 litres par mètre carré et par jour, comme avec les tonneaux. La dépense en main-d'œuvre pour l'arrosage est de $0^f,000408$, et la dépense totale, y compris tous les frais d'installation, d'entretien et d'amortissemennt s'élève par jour et par mètre carré à $0^f,000658$, c'est-à-dire moins de moitié de l'arrosement au tonneau. Encore a-t-on l'avantage de pouvoir confier cette besogne aux cantonniers, généralement peu occupés à l'époque de l'arrosage.

Pour en finir avec les procédés d'arrosage, nous citerons encore celui qu'a proposé M. Cousté, ingénieur des manufactures de l'État, et qni consiste à répandre sur le sol des sels déliquescents. Ceux-ci absorbent l'humidité de l'atmosphère et la retiennent énergiquement, de manière à entretenir la chaussée humide et à prévenir la poussière. L'effet de ces sels se fait sentir pendant plusieurs jours, à moins évidemment qu'une pluie ne les dissolve et ne les entraîne.

M. l'ingénieur Darcel se servit d'abord du chlorure de calcium non raffiné, à la dose de un demi-kilogramme par mètre carré ; on le répandait à la main sur la chaussée ; l'effet durait trois jours à la condition que le temps fût un peu humide ou qu'on arrosât faiblement la surface. Le prix de revient de chaque répandage était de $0^f,038$ par mètre carré.

Mais les chlorures de calcium, fortement colorés et répandus à la main, produisaient sur les chaussées un effet désagréable et les couvraient d'une boue noire et visqueuse.

On y renonça et on eut recours à une dissolution concentrée de chlorure de magnésium, sel pur et blanc que donnent en abondance les salines du Midi. On arrosait au moyen de tonneaux à la dose de 500 grammes de chlorure par mètre carré ; l'effet durait trois jours et encore avait-il besoin d'être ravivé dans l'intervalle au moyen de quelques arrosages.

L'arrosage était beaucoup plus coûteux qu'avec l'eau et donnait des chaussées sales et visqueuses ; il est contraire à la salubrité, puisqu'il soutire l'humidité de l'atmosphère, tandis que l'arrosage ordinaire l'augmente. Il faut donc le rejeter, ou, du moins, ne s'en servir que lorsqu'il est trop difficile de se procurer de l'eau.

ENTRETIEN DES CHAUSSÉES PAVÉES

L'entretien des chaussées pavées a beaucoup moins d'importance que celui des chaussées empierrées ; il se réduit à quelques principes simples, ce sont les même que ceux que nous avons exposés en parlant de la construction d'une chaussée pavée.

L'entretien des pavages comprend trois opérations distinctes :

1° Le *relevé à bout* ; c'est la démolition complète d'une chaussée ou partie de chaussée dégradée et sa reconstruction avec les vieux pavés retaillés auxquels on ajoute une certaine quantité de pavés neufs pour remplacer le déchet du vieux pavé. Généralement, est réputée relevé à bout la réfection de toute baie présentant au moins 2 mètres carrés de surface ;

2° Le *repiquage* ; c'est une opération analogue au relevé à bout, si ce n'est qu'elle a trait à une moindre surface ; elle a pour but, non pas de refaire une partie usée, mais d'effacer les trous, rouages et flaches qui viennent à se former sur les chaussées pavées ;

3° Le *soufflage* ; il a pour but de restituer à la chaussée une surface unie en remettant au niveau de leurs voisins les pavés qui, pour une cause ou pour une autre, se sont affaissés. On ne les enlève point complétement de leur alvéole, on les soulève seulement à la pince et on fiche dans leurs joints du sable qui pénètre en partie sous le pavé et l'exhausse.

Pour donner une idée de la manière dont ces travaux d'entretien des chaussées pavées doivent être exécutés, nous donnerons les articles qui s'y rapportent dans nos devis d'entretien du département de l'Eure.

Pour l'exécution des relevés à bout, l'entrepreneur se conformera aux dispositions suivantes :

Il commencera par faire nettoyer et débarrasser la chaussée de toutes les terres, boues et immondices qu'il fera transporter aux lieux qui lui seront indiqués. Il fera ensuite arracher les pavés et boutisses, et il fera piocher la forme à vif fond, afin de la nettoyer de toutes terres, pierrailles et mauvais sable qui empêcheraient de donner une assiette solide au pavé. La forme sera ensuite rafraîchie en sable neuf dont la quantité sera fixée par l'état d'indication.

Après que la forme aura été préparée ainsi qu'il vient d'être dit, les pavés seront posés par rangées droites et égales, d'équerre ou obliquement sur l'axe de la chaussée, en se conformant à cet égard comme pour les alignements et pentes de la chaussée aux prescriptions de l'ingénieur d'arrondissement.

Les pavés seront posés en liaison de la moitié de leur échantillon, à cet effet, chaque rangée commencera alternativement par un pavé ou une boutisse. Les pavés seront exactement joints en bouts et rives, bien garnis de sable dessous et au pourtour, et affermis au marteau le plus que faire se pourra, et de manière que la largeur des joints n'excède pas $0^m,015$; tout le pavé sera ensuite battu au refus d'une hie du poids de 30 kilogrammes, de telle sorte qu'il ne reste ni enfoncement ni bosse, et que le bombement fixé soit exactement observé.

Immédiatement après le tassement au refus de la hie, le sable des joints devra être refoulé fortement avec une fiche en fer. Ce travail sera toujours exécuté par un ouvrier spécial.

Aussitôt après que la bonne exécution du travail aura été reconnue par l'ingénieur ou l'un des agents de l'administration, la surface des relevés à bout sera recouverte en totalité d'une aire de sable qui, dans aucune circonstance, ne pourra avoir plus de $0^m,01$ d'épaisseur. Le sable qui restera des approvisionnements sera soigneusement conservé pour être employé à des travaux ultérieurs.

L'entrepreneur pourra être tenu d'exécuter les relevés à bout à sec. Dans ce cas, le sablage des joints ne se fera qu'après qu'on aura reconnu la bonne exécution du travail. La pose et le battage se feront, d'ailleurs, comme à l'ordinaire.

Le bombement des chaussées sera réglé à la cerce, au cinquantième de leur

largeur, à moins d'ordre contraire donné par l'ingénieur, à cet effet, une cerce se trouvera toujours sur l'atelier.

Le commencement et la fin de chaque relevé à bout en pavés neufs ou en pavés vieux seront marqués par des bordures ou boutisses placées en guise de pavés au milieu de la première et de la dernière rangée du pavage. La distance entre cette première et dernière rangée sera mesurée de dehors en dehors, après l'achèvement du relevé à bout; et lorsque, dans la campagne suivante, on en fera la réception définitive, les bordures ainsi placées serviront à le faire reconnaître et à le distinguer des parties de pavé environnantes; après quoi, ces bordures seront arrachées en présence de l'ingénieur ou du conducteur, et remplacées par des pavés.

Les pavés neufs et les pavés vieux ne seront jamais mélangés. Lorsque ces derniers ne seront pas destinés aux repiquages, on en composera une baie distincte en ayant soin de les choisir d'égale grosseur et de les assortir par rangées, en épinçant soigneusement les moins réguliers, tout en évitant autant que possible de les recouper. Ce travail partiel est compris dans la main-d'œuvre du pavage et ne sera l'objet d'aucune rétribution particulière.

Dans les carrefours, le pavé sera posé en croix de Malte et seulement en demi-croix à la rencontre d'une chaussée avec une autre.

L'établissement de la forme des pavages et le rétablissement des accotements, revers, etc., suivant leurs profils réguliers lorsqu'il n'en résultera pas des déblais ou des remblais de plus de $0^{m},10$ de hauteur moyenne, feront partie de la main-d'œuvre obligée des relevés à bout, et ne donneront lieu en conséquence à aucune augmentation dans le prix de cette main-d'œuvre.

Les vieux pavés hors de service et ceux qui, sans être hors de service, ne devront pas être remployés dans les relevés à bout, seront enlevés à mesure de l'avancement des travaux et transportés aux lieux indiqués, les uns pour y demeurer à la disposition de l'administration et recevoir la destination ultérieure qui leur sera assignée, les autres pour être employés en repiquages. Ces transports, quand leur longueur excédera 50 mètres, seront payés à l'entrepreneur aux prix du bordereau, et, faute par lui de les exécuter immédiatement, il sera procédé d'office à cette opération.

Les éclats, recoupes, terres et débris de toute espèce seront rangés au bord de la route et enlevés dans les quatre jours, aux frais de l'entrepreneur. Dans les traverses, cet enlèvement devra être effectué chaque soir. En cas de négligence, il y serait pourvu d'office.

Lorsque, dans les traverses, les ingénieurs jugeront que les relevés à bout ne peuvent être exécutés sans interrompre la circulation, le préfet en sera préalablement informé, et l'entrepreneur sera tenu de se renfermer, pour l'exécution, dans les délais qui lui seront fixés.

Dans tous les cas, à moins d'impossibilité absolue, les chaussées ne seront relevées, dans les traverses, que sur la moitié de leur largeur à la fois, en laissant l'autre moitié constamment libre pour le passage des voitures.

Hors des traverses, le pavé provenant de la démolition de la chaussée à relever sera placé sur le même côté que les matériaux neufs, de manière qu'il y ait toujours un côté libre pour la circulation.

Toutes les fois que la chaussée ne pourra pas être débarrassée et la baie fermée avant la nuit, l'entrepreneur devra faire éclairer le chantier avec soin et même faire garder soit dans l'intérieur des villes et villages, soit en rase campagne

toutes les parties de route où il serait entrepris des travaux de relevés à bout qui pourraient occasionner des accidents.

Il suivra à cet égard les instructions qui lui seront données par l'autorité locale, et il sera responsable de tous les événements qui arriveraient par suite de la négligence qu'il aurait mise à se conformer à ces prescriptions.

Les frais de toute nature occasionnés par l'éclairage et la garde des ateliers sont à la charge de l'entrepreneur.

Les relevés à bout prescrits par les états d'indication devront être entièrement terminés avant le 1er septembre de chaque année; ils ne seront reçus définitivement que dans le mois d'avril de l'année suivante, époque à laquelle ils devront être mis en parfait état de réception.

Cette réception, qui sera constatée par un procès-verbal, se rapportera à la main-d'œuvre seulement, les matériaux qui auront été employés ayant dû être reçus précédemment, ainsi qu'il est dit à l'article 9. Néanmoins, tout pavé neuf qui viendrait à s'écraser avant la réception définitive, serait remplacé immédiatement aux frais de l'entrepreneur.

Lors de la réception, ou même aussitôt après l'achèvement d'un relevé à bout, tous les matériaux neufs qui y seront entrés seront comptés de nouveau; c'est d'après le résultat de ce contrôle que sera définitivement réglé le compte de l'entrepreneur.

Les relevés à bout seront entretenus constamment en bon état, aux frais de l'entrepreneur, jusqu'au moment de leur réception définitive.

Les fournitures de sable et de pavés neufs nécessaires à cet entretien resteront au compte de l'entrepreneur. L'administration ne sera tenue que de fournir le pavé à employer dans la réparation des baies en vieux pavés.

La main-d'œuvre des relevés à bout sera payée au mètre carré de surface relevée.

Tout ce qui vient d'être dit pour les relevés à bout s'appliquera aux caniveaux, cassis, écharpes, radiers de ponceaux, etc., dont la construction serait ordonnée à l'entrepreneur. L'épaisseur de la forme en sable sera, dans les divers cas, spécialement fixée par l'ingénieur d'arrondissement.

Repiquage. — Pour l'exécution des repiquages, l'entrepreneur se conformera aux dispositions suivantes :

Les repiquages ne seront jamais entrepris qu'en vertu de l'ordre donné par écrit à l'entrepreneur par l'ingénieur de l'arrondissement. Cet ordre désignera le jour où l'atelier de paveur devra se rendre sur la route, afin que le travail soit commencé et continué en présence et sous la surveillance immédiate d'un agent de l'administration.

Le nombre des ouvriers paveurs et manœuvres qui devront composer les ateliers employés au repiquage sera fixé par l'ingénieur. Ces ouvriers travailleront à la journée, au compte de l'entrepreneur, et non autrement; ils se conformeront, pour le mode d'exécution du travail, aux dispositions suivantes :

A moins d'autorisation contraire, la moitié de la chaussée devra toujours demeurer libre. Pendant la nuit, aucune baie ne pourra rester ouverte, et la chaussée, débarrassée de tout obstacle, sera entièrement rendue à la circulation.

Le contour des baies à arracher sera dessiné par un employé de l'administration préposé à la surveillance des travaux. Avant la démolition, le compte des pavés sera fait contradictoirement par l'employé de l'administration et par l'entrepreneur ou son représentant, et le résultat sera consigné sur la feuille des repiquages.

Après que les pavés auront été arrachés et mis de côté, la forme sera préparée et rafraîchie en sable neuf, les pavés contournant la baie seront soutenus et regarnis de sable au-dessous, autant qu'il sera nécessaire pour qu'ils se raccordent bien avec la surface de la baie repiquée; on remettra ensuite en place les pavés propres à être remployés, et ceux qui viendront en remplacement des pavés défectueux, en se conformant, pour la bonne exécution de ce travail, à ce qui a été prescrit à l'article précédent pour les relevés à bout.

Il sera répandu sur le pavé ainsi repiqué une couche de sable de 1 centimètre d'épaisseur.

Autant que possible, les repiquages seront exclusivement exécutés en pavés vieux, en couvrant le déchet par des pavés de même espèce provenant des relevés à bout et distribués, à cet effet, sur la route. Ces pavés seront assortis par ranges, ainsi qu'il a été dit pour les relevés à bout. L'épinçage nécessaire en sera également fait avec les précautions indiquées et sans augmentation de prix.

Si, par exception, il devenait nécessaire d'employer des pavés neufs, ces pavés seraient employés ensemble et sans recoupes, tous les raccordements devant être faits en pavés vieux.

Dans le cas où des pavés neufs seraient employés, il ne pourrait être porté en compte à l'entrepreneur que le nombre de pavés dont l'emploi aurait été constaté par les attachements particuliers tenus contradictoirement avec lui.

Les repiquages ordinaires devront être terminés avant le 1er octobre de chaque année. Ceux que les ingénieurs jugeront à propos de faire faire accidentellement devront être effectués aux époques fixées par les ordres de service.

L'entrepreneur entretiendra les repiquages en bon état pendant les trois mois qui suivront leur exécution, constatée par la date de l'inscription sur le carnet du conducteur.

Il remplacera à ses frais tout pavé neuf qui viendrait à s'écraser pendant ce laps de temps, et fournira également à ses frais le sable nécessaire aux réparations.

Les pavés de rebut, écales, terre et débris de toute espèce seront immédiatement rangés sur le bord de la route pour être enlevés dans les conditions fixées à l'article précédent. En cas de négligence, il sera procédé d'office à cette opération.

La main-d'œuvre des repiquages sera toujours payée à l'entrepreneur au mètre superficiel.

Néanmoins, les repiquages des flaches dont l'étendue serait supérieure à 2 mètres carrés, seront comptés et payés à l'entrepreneur comme des relevés à bout.

Soufflages. — Les soufflages s'opéreront sans démontage en soulevant successivement les pavés à la pince sans les déplacer, les joints seront nettoyés avec un grattoir ou un balai; enfin le sable sera refoulé fortement dans les joints au moyen d'une fiche en fer et au besoin en répandant de l'eau en quantité suffisante à l'aide d'un arrosoir.

Après ces opérations, les pavés seront dressés à la hie, et l'on répandra à la surface une couche de sable de 1 centimètre d'épaisseur.

Les soufflages devront être effectués avant le 1er octobre de chaque année; ceux que l'on jugera à propos de faire faire accidentellement devront être effectués aux époques fixées par les ordres de service.

La main-d'œuvre des soufflages sera toujours payée à l'entrepreneur au mètre superficiel.

Emploi du rouleau compresseur à l'entretien des chaussées pavées. — Dans une note publiée en 1852, M. l'ingénieur Quaisain conseille d'employer dans certains cas le rouleau compresseur à l'entretien des chaussées pavées. Nous ne croyons pas que son conseil ait été suivi ; néanmoins, il présente quelque intérêt.

Les chaussées pavées résistent très-bien pendant la bonne saison à l'action d'un roulage même fort considérable. Mais, au moment d'un dégel succédant à une gelée prolongée, elles perdent souvent toute solidité ; les pavés, quelque affermis qu'ils soient par un long usage, deviennent mobiles, leurs joints s'élargissent ; il arrive même que certains pavés se renversent complétement et qu'il se forme des trous et des ornières. C'est pour parer à ces inconvénients que l'ordonnance du 23 décembre 1816 et le décret du 10 août 1852 avaient prévu l'établissement sur certaines routes de barrières de dégel, destinées à empêcher toute circulation pendant quelques jours sur les chaussées compromises.

De pareilles entraves à la circulation ne sont plus admissibles aujourd'hui.

A quoi tient cette détérioration du pavage au moment du dégel? Elle tient à ce que l'action de la gelée s'est fait sentir jusqu'à une profondeur de $0^m,45$ ou $0^m,50$: l'eau que renferme la forme en sable et la terre, souvent argileuse, quelle surmonte se sont imprégnées de petits morceaux de glace. Or, l'eau en se congelant augmente notablement de volume et sa force d'expansion suffit à faire éclater une bombe ; elle soulève donc les pavés, et ceux-ci se trouvent comme suspendus lorsque le dégel arrive. Alors, la glace en fondant forme, en partie avec le sable, mais surtout avec la terre glaiseuse une véritable vase fluide, qui tend à remonter à travers les joints des pavés ; ceux-ci nagent sur la masse et l'on comprend sans peine qu'ils ne possèdent guère de stabilité.

On peut remédier à cet inconvénient en asséchant promptement le sous-sol du pavage, ce à quoi on arrivera en ménageant dans ce sous-sol un véritable drainage, et en favorisant par tous les moyens l'évaporation de l'humidité que la chaussée renferme.

M. Coppé, conducteur des ponts et chaussées, a eu l'idée de faire ressuer la chaussée en la soumettant à la pression d'un cylindre, de manière à faire sortir l'eau boueuse à travers les joints et à rendre à la chaussée son assiette primitive.

L'expérience fut faite avec un cylindre du poids de 8,000 kilogrammes sur une route préalablement balayée avec soin ; un ouvrier suit le cylindre avec un balai et rejette sur l'accotement l'eau qui s'échappe avec plus ou moins d'abondance par tous les joints de la chaussée. Le nombre des pressages à effectuer en chaque point est de 7 ou 8 ; l'opération revenait à 32 francs le kilomètre, et produisait un excellent effet, car, après le cylindrage, les voitures les plus lourdement chargées pouvaient passer sur la chaussée sans y laisser la moindre ornière. On reconnut aussi que le cylindrage avait un bon effet sur l'amélioration ultérieure du pavage.

On peut donc en recommander l'usage dans les cas analogues.

De l'entretien des chaussées pavées, par M. l'ingénieur Radoult de la Fosse. — Tous les ingénieurs chargés d'un service de routes savent combien l'entretien des pavages souffre de difficultés ; le nombre des bons paveurs va diminuant de jour en jour et leur exigence augmente. Les entrepreneurs de pavages sont rares, et chargés en général d'une grande quantité de travaux ; aussi sont-ils obligés d'en effectuer une grande partie en mauvaise saison.

Pour ces raisons, les pavages coûtent très-cher même à l'entreprise, et on pense généralement qu'il vaudrait mieux à tous égards les faire faire en régie par des cantonniers spéciaux occupés à l'année. On ne mettrait en adjudication que la fourniture des pavés à faire dans tout un département et à livrer par exemple en diverses gares ; par ce moyen, on constituerait une entreprise sérieuse, laissant le champ libre à la concurrence, et nous sommes persuadé qu'on tirerait de bons résultats d'un pareil mode de procéder.

Le département de l'Allier est entré dans cette voie, et M. l'ingénieur Radoult de la Fosse a rendu compte en 1868 du résultat obtenu.

L'Allier possède 50,848 mètres carrés de pavages, dont la moitié environ revient à la ville de Moulins ; les pavés employés sont formés de grès résistants et homogènes d'une qualité supérieure, dont les dimensions sont 0,20 à 0,24 sur 0,12 à 0,14 avec une queue uniforme de $0^m,16$; ils sont posés sur une forme de bon sable de $0^m,20$ d'épaisseur, laquelle est établie par couches de six à sept centimètres pilonnés avec soin. Les pavés sont simplement posés sur cette forme bien réglée, que l'on n'entame jamais, ce qui entraîne la nécessité absolue d'une queue égale pour tous les pavés. Après la pose, les joints sont garnis de sable, on procède au battage et on recouvre la surface d'une couche de sable.

Le soufflage est seul usité pour la réparation des flaches, à l'exclusion du repiquage.

L'atelier de pavage comprend un chef paveur et quatre cantonniers paveurs, placés sous les ordres du premier ; cet atelier est ambulant ; il passe sept mois à Moulins, de novembre à mai, et, les cinq autres mois, il se rend successivement sur les diverses traverses pavées du département.

Le sable et le pavé sont fournis par un entrepreneur ; toute la main-d'œuvre est faite par l'atelier ambulant, qui, pendant les mauvais temps et les gelées, retaille les vieux pavés ou effectue le smillage d'un certain nombre de pavés neufs.

Le chef paveur est payé 80 francs, et les quatre cantonniers 60 fr. en moyenne par mois, soit en tout 320 francs par mois pour l'atelier. On ajoute des indemnités de découcher, et des frais de transport en chemin de fer ; la moyenne de ces dépenses est de 465 francs par an.

Les pavages exécutés par l'atelier ambulant présentent une grande supériorité sur ceux qui étaient autrefois exécutés par les entrepreneurs, et l'aspect des chaussées pavées de l'Allier s'est transformé.

	Francs.
Le mètre superficiel de relevé à bout est revenu à.	0,435
— de repiquage au-dessous de deux mètres à	0,453
— — dessus —	0,317
Retaille d'un millier de vieux pavés.	47,39
Smillage d'un millier de pavés neufs..	94,40

L'économie produite par l'emploi des cantonniers paveurs dépasse les deux cinquièmes de la dépense totale prévue, d'après les prix des anciens baux, et encore les entrepreneurs considéraient ces prix comme à peine rémunérateurs.

Le système est donc bien préférable à celui de l'entreprise, et surtout à celui de l'entreprise, lorsque l'on joint l'entretien du pavage à la fourniture des cailloux.

C'est dans cette phrase que nous résumerons notre avis sur la question de l'entretien des chaussées pavées.

DOCUMENTS STATISTIQUES SUR L'ENTRETIEN DES CHAUSSÉES EMPIERRÉES.

Tous les ans, le ministre des travaux publics fait paraître un état indiquant, par département, la décomposition des dépenses d'entretien des routes nationales.

On peut trouver dans cet état d'utiles renseignements ; la partie la plus intéressante est celle qui a trait aux chaussées d'empierrement, c'est la seule que nous reproduirons ici :

TABLEAU DE DÉCOMPOSITION DES DÉPENSES D'ENTRETIEN DES ROUTES NATIONALES EN 1871. (CHAUSSÉES EMPIERRÉES.)

NOMS DES DÉPARTEMENTS.	DÉPENSE MOYENNE PAR KILOMÈTRE.						
	EN MATÉRIAUX.			EN MAIN-D'ŒUVRE.			TOTAL.
	CUBES.	PRIX MOYEN.	SOMMES.	CANTONNIERS.	AUXILIAIRES.	TOTAL.	
Ain	39.81	5.61	223.20	185.15	14.55	199.70	422.90
Aisne	68.60	10.20	700.05	270.27	66.06	336.33	1036.38
Allier	42.42	9.18	389.51	166.26	12.02	178.32	567.83
Basses-Alpes	19.40	2.95	57.23	186.95	34.45	221.40	278.63
Hautes-Alpes	27.57	2.45	67.65	198.50	77.32	275.82	343.47
Alpes-Maritimes	39.97	4.75	189.86	219.15	90.08	309.23	499.03
Ardèche	42.82	4.29	183.68	209.88	16.81	226.69	410.74
Ardennes	30.64	10.21	312.99	254.08	71.09	325.17	638.16
Ariége	51.25	3.43	175.86	151.58	22.23	173.81	349.67
Aube	30.32	14.19	430.51	210.11	46.96	257.07	687.58
Aude	60.86	5.18	315.02	213.09	42.49	255.58	570.60
Aveyron	36.95	4.11	151.95	118.75	31.03	149.78	301.75
Bouches-du-Rhône	168.47	6.22	1048.48	400.44	219.22	619.66	1668.14
Calvados	64.58	7.59	489.79	206.68	62.96	269.64	759.43
Cantal	21.42	5.04	108.06	149.45	22.78	172.23	280.29
Charente	34.40	8.94	307.50	170.40	35.10	205.50	513.00
Charente-Inférieure	50.468	8.14	410.809	186.607	50.822	237.429	648.238
Cher	35.453	8.70	308.44	216.84	21.94	238.78	547.22
Corrèze	25.09	5.49	187.604	127.191	21.934	149.125	336.729
Corse	12.81	5.10	65.33	123.18	26.14	149.32	214.65
Côte-d'Or	31.716	8.759	277.804	177.825	22.693	200.518	478.322
Côtes-du-Nord	25.79	6.40	165.06	134.53	22.90	157.43	322.49
Creuse	23.76	6.56	155.83	132.43	13.70	146.13	301.96
Dordogne	31.478	5.877	184.996	145.267	18.954	164.221	349.217
Doubs	52.92	4.33	228.61	199.854	66.10	265.954	494.564
Drôme	44.337	2.73	120.83	173.17	82.56	255.73	376.56
Eure	27.16	4.99	135.53	198.59	55.04	253.63	389.16
Eure-et-Loir	26.67	6.73	179.49	167.19	48.13	215.32	394.81

TABLEAU DE DÉCOMPOSITION DES DÉPENSES D'ENTRETIEN DES ROUTES NATIONALES EN 1871. (CHAUSSÉES EMPIERRÉES.) (SUITE.)

NOMS DES DÉPARTEMENTS.	DÉPENSE MOYENNE PAR KILOMÈTRE.						
	EN MATÉRIAUX.			EN MAIN-D'ŒUVRE.			TOTAL.
	CUBES.	PRIX MOYEN.	SOMMES.	CANTONNIERS.	AUXILIAIRES.	TOTAL.	
Finistère.	30.81	5.30	163.29	129.72	26.06	155.78	319.07
Gard.	91.23	3.321	302.96	182.92	40.79	223.71	526.67
Haute-Garonne.	59.53	5.25	312.42	175.96	53.41	229.37	541.79
Gers.	33.35	7.09	236.461	153.392	37.590	190.982	427.443
Gironde..	45.70	6.78	309.74	267.50	44.37	311.87	621.61
Hérault..	101.315	5.204	528.280	176.960	155.756	332.716	860.996
Ille-et-Vilaine.	27.08	7.59	205.54	155.18	7.41	162.59	368.13
Indre.	34.80	7.49	257.59	161.04	18.89	179.93	437.52
Indre-et Loire.	40.67	6.55	266.30	160.10	37.51	197.61	463.90
Isère.	45.88	3.56	163.25	217.99	96.55	314.54	477.79
Jura.	58.65	4.34	254.77	184.00	18.02	202.02	456.79
Landes.	22.033	10.59	233.50	160.19	14.05	174.24	407.74
Loir-et-Cher.	37.862	5.962	225.741	166.241	25.867	192.108	417.849
Loire..	77.97	8.95	698.00	259.75	36.30	298.05	996.05
Haute-Loire..	40.50	5.17	209.34	185.93	15.60	201.53	410.87
Loire-Inférieure..	38.59	7.83	302.16	153.55	69.20	222.75	524.91
Loiret.	34.94	5.73	200.24	204.31	93.85	298.16	499.40
Lot..	25.33	3.144	79.65	136.62	14.36	150.98	230.61
Lot-et-Garonne.	36.68	6.95	254.93	131.23	36.59	167.82	422.75
Lozère.	22.215	4.55	101.10	115.54	8.80	124,34	225.44
Maine-et-Loire.	43.35	7.36	319.03	200.12	26.21	226.34	545.37
Manche..	51.801	8.02	415.478	185.623	59.846	245.469	660.947
Marne..	38.65	10.72	414.47	253.56	72.87	326.43	740.90
Haute-Marne.	42.24	5.03	213.56	265.26	39.12	304.38	516.94
Mayenne.	43.97	6.84	301.00	198.00	38.00	236.00	537.00
Meurthe-et-Moselle.	48.372	6.28	303.60	156.60	97.82	254.42	558.02
Meuse..	44.40	5.74	254.00	192.00	31.00	223.00	477.00
Morbihan.	23.53	6.75	157.39	110.80	8.44	119.24	276.63

TABLEAU DE DÉCOMPOSITION DES DÉPENSES D'ENTRETIEN DES ROUTES NATIONALES EN 1871. (CHAUSSÉES EMPIERRÉES.) (SUITE.)

NOMS DES DÉPARTEMENTS.	DÉPENSE MOYENNE PAR KILOMÈTRE. EN MATÉRIAUX.			EN MAIN-D'ŒUVRE.			TOTAL.
	CUBES.	PRIX MOYEN.	SOMMES.	CANTONNIERS.	AUXILIAIRES.	TOTAL.	
Nièvre	38.95	6.23	242.70	182.60	42.43	225.03	467.73
Nord	114.77	7.54	865.37	299.72	191.10	490.82	1356.19
Oise	40.10	7.29	292.00	258.00	28.00	286.00	578.00
Orne	30.37	10.50	312.85	202.55	46.50	249.05	561.90
Pas-de-Calais	52.05	6.88	358.10	236.31	58.23	394.56	652.66
Puy-de-Dôme	40.77	6.404	261.09	199.75	26.31	226.06	487.15
Basses-Pyrénées	35.05	6.81	238.53	151 50	42.60	194.10	432.63
Hautes-Pyrénées	36.32	5.42	196.74	156.01	51.04	207.05	403.79
Pyrénées-Orientales	67.05	4.47	299.71	230.56	37.76	268.32	568.03
Rhône	92.35	6.36	587.35	237.49	118.55	456.04	1043.39
Haute-Saône	19.09	5.24	99.98	158.14	19.96	178.10	278.08
Saône-et-Loire	32.02	6.25	199.42	206.65	40.01	246.66	446.08
Sarthe	38.34	5.108	195.867	164.946	44.94	209.886	405.753
Savoie	29.15	5.60	165.12	219.00	100.72	319.72	482.84
Haute-Savoie	16.92	5.11	86.46	198 91	26.67	225.58	312.04
Seine	140.00	14.00	1960.00	1801.00	486.00	2287.00	4247.00
Seine-Inférieure	56.38	6.25	351.47	238 36	77.08	315.44	666.91
Seine-et-Marne	53.12	8.30	440.32	271.50	54.20	325.70	766.02
Seine-et-Oise	66.00	9.93	655.54	346.36	138.33	484.69	1140.23
Deux-Sèvres	30.90	9.95	307.58	159.43	25.05	184.48	492.06
Somme	33.21	7.97	264.70	189.13	41.70	230.83	495.53
Tarn	24.20	5.75	139.19	165.78	6.44	172.22	311.41
Tarn-et-Garonne	36.80	4.61	169.72	107.92	29.57	137.49	307.21
Var	60.826	6.09	370.18	180.66	39.56	220.22	590.40
Vaucluse	70.81	4.30	304.23	213.19	44.22	257.41	561.64
Vendée	35.56	7.78	276.657	168.87	29.181	192.051	468.708
Vienne	31.84	6.74	214.44	181.16	41.99	223.15	437.59
Haute-Vienne	34.06	9.23	314.31	174.55	26.16	200.71	515.02
Vosges	38.60	4.466	172.41	215.61	57.79	273.40	445.81
Yonne	8.69	7.19	62.48	129.23	47.00	176.23	238.71
Moyenne générale	40.517	6.585	266.813	187.816	44.461	232.337	499.150

On trouvera dans les procès-verbaux des séances des Conseils généraux les renseignements relatifs aux prix d'entretien et de construction des routes départementales et des chemins vicinaux. Voici quelques renseignements que nous avons recueillis à ce sujet dans diverses publications.

1° PRIX DE CONSTRUCTION DES CHEMINS VICINAUX DE GRANDE COMMUNICATION

(RELEVÉS PAR M. L'INGÉNIEUR EN CHEF MARCHAL.)

	Francs.			Francs.	
Eure et Loir.	5,74	le mètre cour.	Loire-Inférieure.. . .	6,15	le mètre cour.
Mayenne.	6,79	—	Manche..	7,88	—
Côtes du Nord. . . .	4,28	—	Maine-et-Loire. . . .	8,76	—
Calvados.	6,99	—	Morbihan.	7,46	—
Eure.	5,65	—	Orne..	6,90	—
Finistère.	7,53	—	Sarthe.	7,94	—
Ille-et-Vilaine.. . . .	8,03	—	Seine-et-Oise.	9,30	—
Loir-et-Cher.	4,93	—			

Il y a entre ces chiffres des différences qui s'expliquent par la différence de la topographie et du relief, du prix des matériaux et de la main-d'œuvre. Dans les trois premiers départements, les chemins vicinaux ont été construits par le service des ponts et chaussées.

D'après l'exposé de la situation de l'empire en 1866, les prix de construction des cinq classes de routes et chemins étaient les suivants:

	Francs.
Prix moyen du mètre courant de route impériale.	20,00
— — départementale..	15,00
— de chemin de grande communication.. . . .	9,86
— de chemin d'intérêt commun..	5,48
— de chemin vicinal ordinaire.	3,94

Nous empruntons encore à M. Marchal le tableau suivant des dépenses d'entretien des chemins de grande communication, dans les départements suivants qui sont classés par ordre d'importance de la fréquentation sur les routes nationales.

	Francs.			Francs.	
Seine-et-Oise.	0,54	le mètre cour.	Eure-et-Loir..	0,22	le mètre cour.
Calvados.	0,37	—	Sarthe.	0,30	—
Manche..	0,37	—	Ille-et-Vilaine.	0,25	—
Finistère.	0,17	—	Côtes-du-Nord.. . . .	0,195	—
Mayenne.	0,37	—	Eure.	0,27	—
Maine-et-Loire. . . .	0,33	—	Loir-et-Cher.	0,22	—
Loire-Inférieure.. . .	0,53	—	Morbihan.	0,26	—
Orne..	0,37	—			

Ces résultats sont des nombres moyens se rapportant à une période de dix ans de 1857 à 1867 ; dans les trois départements de la Mayenne, d'Eure-et-Loir et des Côtes-du-Nord, l'entretien est confié au service des ponts et chaussées.

Voici d'après M. l'ingénieur en chef Boris les dépenses d'entretien des voies de communication du Jura :

DÉSIGNATION DES VOIES.	LONGUEUR TOTALE EXPLOITÉE.	NOMBRE MOYEN DE COLLIERS PAR JOUR.	PRODUIT DU NOMBRE DE COLLIERS PAR LA LONGUEUR KILOMÉTRIQUE.	DÉPENSE D'ENTRETIEN PAR KILOMÈTRE.	DÉPENSE PAR KILOMÈTRE ET PAR 100 COLLIERS.
Routes nationales..........	344.286m	150	516	575fr.	383fr.
Routes départementales.....	506.255	84	425	305	363
Chemins de grande communication	908.536	45	409	260	578
Chemins d'intérêt communal...	365.677	28	96	240	808

Pour terminer, nous donnerons, d'après M. Pelleport, conducteur principal des ponts et chaussées, la dépense relative à la construction et à l'entretien des chemins vicinaux dans un groupe de départements du Midi :

DÉSIGNATION DES DÉPARTEMENTS.	MÈTRE COURANT DE CHEMIN DE GRANDE COMMUNICATION.		MÈTRE COURANT DE CHEMIN D'INTÉRÊT COMMUN.		MÈTRE COURANT DE CHEMIN VICINAL ORDINAIRE.	
	Construction.	Entretien.	Construction.	Entretien.	Construction.	Entretien.
	fr.	fr.	fr.	fr.	fr.	fr.
Gers...............	5.12	0.256	3.14	0.14	2.37	0.05
Hautes-Pyrénées........	5.00	0.222	4.20	0.10	3.50	0.08
Haute-Garonne..........	6.53	0.242	4.52	0.17	3.74	0.05
Landes..............	9.25	0.295	7.33	0.13	5.99	0.13
Lot-et-Garonne.........	5.09	0.239	4.50	0.14	4.20	0.10
Basses-Pyrénées.........	5.87	0.266	3.83	0.15	2.89	0.10
Tarn-et-Garonne........	6.57	0.199	4.05	0.09	2.90	0.054

Dans les deux départements du Gers et des Hautes-Pyrénées, le service vicinal était, à l'époque dont il s'agit, confié aux ingénieurs des ponts et chaussées.

CHAPITRE IV

PERSONNEL DE L'ENTRETIEN. — DEVIS D'ENTRETIEN. — PLANTATIONS. — AQUEDUCS. — ALIGNEMENTS

PERSONNEL DE L'ENTRETIEN

La surveillance est exercée par les ingénieurs, les conducteurs et agents secondaires des ponts et chaussées ainsi que par les cantonniers-chefs.

Les travaux sont exécutés par les cantonniers-chefs, les cantonniers ordinaires et les auxiliaires.

L'ingénieur ordinaire, dont le service comprend en général un arrondissement administratif, est chargé de la préparation des projets et de leur exécution; l'ingénieur en chef exerce un contrôle général sur tout le département.

L'ingénieur ordinaire doit parcourir au moins quatre fois par an toutes les routes de sa subdivision; son examen doit être d'autant plus attentif qu'il est moins fréquent, il doit se rendre compte de l'état de chaque route; si cet état est défectueux, il doit rechercher quelle en est la cause, si c'est une mauvaise surveillance ou une mauvaise direction, ou si c'est au contraire une mauvaise répartition du crédit entre les matériaux et la main-d'œuvre. A chaque tournée, l'ingénieur signalera au cantonnier les parties faibles de son canton et lui expliquera les moyens de les réparer. Lorsque l'ingénieur trouve un cantonnier en faute, il doit lui infliger une punition sévère, car sa surveillance étant moins fréquente doit se faire plus énergiquement sentir.

Les tournées de l'ingénieur ordinaire ont un excellent effet sur la surveillance; il peut toujours les faire d'une manière inopinée et prendre le travail sur le fait.

Après lui vient le conducteur ou l'employé secondaire. Le conducteur est chargé d'ordinaire de 60 à 80 kilomètres de route, qu'il parcourt une fois chaque quinzaine; il vise à chaque fois les livrets, donne des ordres et des notes, constate le travail produit.

Il a dans sa subdivision une certaine responsabilité, car il dispose en grande partie des matériaux et de la main-d'œuvre; de son zèle et de son activité dépend l'état des routes, et, lorsque deux subdivisions voisines, placées à peu près dans les mêmes conditions, présentent des différences saillantes, elles font connaître le mérite respectif des conducteurs qui en sont chargés. Le conducteur adresse chaque quinzaine un procès-verbal détaillé de ses tournées, dans lequel

il signale les faits et les circonstances de toute nature qui intéressent sa subdivision.

Si l'on veut obtenir une surveillance assidue et une expédition rapide des affaires, il faut placer chaque conducteur au centre de sa subdivision. C'est, suivant nous, une condition capitale; malheureusement elle est encore trop peu observée dans quelques départements où l'on a conservé la mauvaise habitude de concentrer tous les employés au chef-lieu de l'arrondissement, quelquefois même du département. Pour modifier cet état de choses, on rencontre de vives oppositions de la part des personnes; c'est à l'administration supérieure qu'il appartient de trancher la question.

La surveillance du conducteur est-elle bien efficace? Elle peut toujours l'être, s'il a soin de constater le travail fait par chaque cantonnier entre deux tournées, et s'il assigne à chacun sa tâche. Quant à la tournée en elle-même, dès que le conducteur la commence, il est signalé sur toute la longueur de sa subdivision, et, dès qu'il est passé, en général le cantonnier est tranquille : c'est au conducteur consciencieux qu'il appartient de varier sa tournée, de la fractionner en plusieurs jours, et cela lui sera facile si on a soin de le placer au centre de sa subdivision. Malgré tout, le cantonnier perdra toujours un peu de temps, quand ce ne serait qu'à bavarder et à regarder les passants. C'est un mal qui ne se guérit pas, mais qu'on peut atténuer par le système des tâches données et soigneusement constatées.

Au-dessous du conducteur vient le cantonnier-chef, qui fait une tournée par semaine, vise les carnets, donne des ordres, constate le travail fait, instruit les cantonniers nouveaux et leur enseigne les saines méthodes d'entretien. Le cantonnier-chef est chargé d'un canton moins long, que l'on doit toujours pouvoir proposer en modèle.

Il est difficile de trouver maintenant de bons cantonniers-chefs, qui ne soient pas trop les camarades de leurs cantonniers ordinaires, qui les surveillent réellement et signalent leurs fautes, qui, en un mot, fassent consciencieusement leur devoir. Cependant on finit par en rencontrer; mais il est bon de les surveiller eux-mêmes et de ne leur accorder la confiance qu'après une épreuve assez longue.

Ces considérations générales exposées, nous les compléterons en donnant ici le règlement pour le service des cantonniers, dans le département de l'Eure, règlement qui est inscrit en tête de chaque livret :

RÈGLEMENT POUR LE SERVICE DES CANTONNIERS.

Article premier. — *Définition du service des cantonniers.*

Les cantonniers sont chargés des travaux de main-d'œuvre relatifs à l'entretien journalier des routes, sur une certaine étendue de route qui prend le nom de *canton*.

Ils doivent obéissance, pour tout ce qui a rapport à leur service, aux ingénieurs, conducteurs et autres agents de l'administration des ponts et chaussées.

Art. 2. — *Nomination des cantonniers.*

Les cantonniers sont nommés et congédiés par le préfet, sur la proposition de l'ingénieur en chef.

La liste de ces ouvriers est remise par l'ingénieur en chef au préfet, qui peut exiger le renvoi et le remplacement de ceux sur le compte desquels il aura reçu des renseignements défavorables.

ART. 3. — *Conditions d'admission.*

Pour être nommé cantonnier il faut :

1° Avoir satisfait aux lois sur la conscription, et ne pas être âgé de plus de quarante-cinq ans ;

2° N'être atteint d'aucune infirmité qui puisse s'opposer à un travail journalier et assidu ;

3° Avoir travaillé dans des ateliers de construction ou de réparation de routes ;

4° Être porteur d'un certificat de moralité délivré par le maire de la commune ou le sous-préfet de l'arrondissement.

Les postulants qui sauront lire et écrire seront préférés.

ART. 4. — *Cantonniers-chefs.*

Tous les cantons de route d'un département seront répartis en circonscriptions contenant chacune au moins six cantons : les six cantonniers formeront entre eux une brigade ; l'un d'eux sera *cantonnier-chef :* il devra savoir lire et écrire, et il sera choisi parmi les cantonniers qui se seront distingués par leur zèle, leur bonne conduite et leur intelligence.

Les cantonniers-chefs auront une station plus courte que celle des autres cantonniers, pour qu'il leur soit possible de vaquer aux devoirs spéciaux qui leur sont imposés.

Ils accompagneront les conducteurs et employés secondaires dans leurs tournées.

Ils prendront connaissance des ordres qui seront donnés par ces agents aux cantonniers de leur brigade, et ils veilleront à ce que ces ordres reçoivent leur exécution.

Ils parcourront en conséquence toute l'étendue de leur circonscription au moins une fois par semaine, et faisant varier les jours et les heures de leurs visites, pour s'assurer de la présence des cantonniers ; ils les guideront dans leur travail ; ils rendront compte aux employés de l'administration, sous les ordres desquels ils seront plus spécialement placés, et ils fourniront aux ingénieurs tous les renseignements qui leur seront demandés.

Ils pourront être momentanément employés à surveiller l'exécution et à tenir les attachements des travaux de repiquage des chaussées pavées, et à diriger des ateliers ambulants.

ART. 5. — *Signes distinctifs des cantonniers.*

Les cantonniers porteront une veste de drap bleu et un chapeau de cuir, autour de la forme duquel il sera écrit en découpure, sur une bande de cuivre de $0^m,28$ de longueur et de $0^m,055$ de largeur, le mot *cantonnier*.

Les cantonniers-chefs porteront en outre au bras gauche un brassard conforme au modèle arrêté par l'administration.

Il sera remis en outre à chacun de ces ouvriers un signal ou guidon formé d'un jalon de 2 mètres de longueur, divisé en décimètres, ferré par le bas, et

garni par le haut d'une plaque en forte tôle de $0^m,24$ de largeur, et de $0^m,16$ de hauteur sur chacune des faces de laquelle sera indiqué en chiffre de $0^m,08$ de hauteur le numéro du canton

Ce guidon sera toujours planté sur la route à moins de 100 mètres de distance de l'endroit où travaillera le cantonnier.

ART. 6. — *Du travail des cantonniers.*

Le travail des cantonniers consiste à maintenir ou à rétablir la route chaque jour, et, autant que possible, à chaque instant, de manière à ce qu'elle soit sèche, nette, unie, sans danger en temps de glace, ferme et d'un aspect satisfaisant en toute saison.

A cet effet ils devront, suivant les ordres et les instructions qui leur seront donnés au besoin :

1° Assurer l'écoulement des eaux au moyen du curage des cassis, gargouilles, arceaux, et de petites saignées faites à propos partout où elles seront nécessaires, en observant que ces saignées ne devront jamais être faites dans le corps de la chaussée ;

2° Faire, en saison convenable, les terrasses pour ouvrir ou entretenir les fossés, régler les accotements et talus, jeter les terres excédantes sur les terrains voisins, s'il n'y a pas d'opposition, ou les emmétrer pour faciliter leur mesurage ou leur enlèvement ;

3° Enlever, dans le plus court délai possible, au rabot ou à la pelle, les boues liquides ou molles sur toute la largeur de la chaussée, quand même il n'y aurait ni flaches, ni ornières, et accumuler jusqu'à nouvel ordre, sur l'accotement, ces boues en tas réguliers pour être mesurés s'il y a lieu ;

4° Régaler ces boues lorsqu'elles seront sèches sur les accotements qui auront perdu leur forme ou qui auront plus de 4 centimètres de pente en travers, et jeter le surplus sur les champs voisins s'il n'y a pas d'opposition ;

5° Redoubler de soins aux approches de l'hiver pour l'exécution de ce qui est prescrit aux deux paragraphes précédents, afin d'éviter les bourrelets de terre gelée ;

6° Dans les temps secs, enlever la poussière et la déposer sur les accotements ;

7° Déblayer les neiges sur toute la largeur de la route, ou au moins de la chaussée, notamment aux endroits où elles s'accumulent et gênent la circulation; les jeter immédiatement sur les champs voisins, s'il est possible, ou les mettre en tas sur les accotements, de manière à indiquer aux conducteurs de voitures l'emplacement de la voie ;

8° Casser les glaces de la chaussée et les enlever, et répandre du sable et des gravats, notamment sur les côtes et les tournants trop brusques ;

9° Casser aussi les glaces des fossés et les enlever dans les endroits où elles s'accumulent de manière à faire craindre une inondation de la route lors du dégel ;

10° Au moment du dégel, favoriser l'écoulement des eaux, et enlever les fragments de glaces, les boues et les immondices, afin que les effets de ce dégel nuisent le moins possible au roulage et à la route ;

11° Rassembler, casser et emmètrer, en tas distincts et d'une forme particulière, toutes les pierres errantes, mobiles, saillantes ou seulement apparentes, lorsqu'elles auront trop de volume, et celles qui seraient à proximité dans les champs voisins et dont on pourrait disposer pour les approvisionnements de la route ;

Casser les matériaux destinés à l'entretien, quand ce cassage ne devra pas être fait par l'entrepreneur de la fourniture;

12° Couper ou arracher les chardons ou autres mauvaises herbes, notamment avant leur floraison;

13° Débarrasser la chaussée des pierres errantes et de tout ce qui peut porter obstacle à la circulation;

14° Nettoyer et débarrasser des terres, plantes et corps étrangers, les plinthes, cordons et parapets des ponts, ponceaux et autres ouvrages d'art.

15° Veiller à la conservation des bornes kilométriques, des poteaux indicateurs et de repères de nivellement établis sur la route;

16° Cultiver et soigner les plantations qui appartiennent à l'État, veiller à leur conservation et à celle des plantations des particuliers, redresser provisoirement tous les jeunes arbres penchés par le vent, et faire généralement partout ce que le bien de la route exige, conformément aux instructions plus particulières qui seront données par les ingénieurs des localités, pour l'exécution des dispositions générales ci-dessus.

Art. 7. — *Emploi des matériaux.*

Sur les routes à l'état d'entretien, les cantonniers se conformeront, pour l'emploi des matériaux, aux dispositions suivantes :

Ces matériaux seront mis en œuvre au fur et à mesure du besoin, en choisissant toujours pour leur emploi les temps humides, et en évitant surtout les rechargements généraux et les jets de pierre à la volée.

Pour procéder régulièrement, on aura soin de marquer en temps de pluie les flaches et les traces de voitures qui altéreraient sensiblement la forme de la chaussée.

Ces parties dégradées seront nettoyées et piquées particulièrement sur les bords, mais seulement jusqu'à la profondeur nécessaire pour assurer la liaison des matériaux.

Les matériaux provenant du piquage seront purgés de terre et cassés, s'il est nécessaire, avant d'être employés.

On opérera le remplissage des flaches ou traces de voitures, tant avec ces débris qu'avec la quantité nécessaire de matériaux neufs reçus par l'ingénieur. Ils seront battus avec soin, de manière à ce qu'ils fassent corps avec les couches inférieures, et ils seront ensuite arasés suivant la forme de la chaussée.

Les parties ainsi restaurées devront être entretenues avec un soin particulier jusqu'à ce quelles soient complétement affermies.

Quant aux routes qui ne sont pas à l'état d'entretien, et sur lesquelles néanmoins le roulage est établi, on s'attachera à les maintenir en aussi bon état que possible, en employant avec les soins qui viennent d'être indiqués, les matériaux dont on pourra disposer.

On observera d'ailleurs d'arracher les pierres trop grosses et les bordures saillantes qui devindraient une cause de dégradation, et on ne les remettra en œuvre qu'après les avoir réduites en fragments de grosseur convenable.

Les rechargements plus ou moins étendus à faire sur les routes dégradées seront ordonnés par l'ingénieur qui désignera également les matériaux à y employer. Les flaches et ornières à recharger devront être préalablement purgées de boue et de terre, et leur surface sera ensuite piquée sur quatre à cinq centimètres de profondeur. L'on observera d'ailleurs de ne répandre les matériaux

que par couches de cinq à six centimètres, qui seront battues et affermies avec soin.

ART. 8. — *Tâches à remplir.*

Pour exciter et soutenir l'activité des cantonniers, les ingénieurs, les conducteurs ou les employés secondaires leur assigneront des tâches à remplir dans un temps donné, toutes les fois que les circonstances locales le permettront.

L'indication sommaire de ces tâches sera inscrite sur la partie du livret réservée aux ordres de service.

Les travaux ainsi prescrits seront un des principaux objets de la surveillance.

ART. 9. — *Fixation des heures de travail.*

Du 1er mai au 1er septembre, les cantonniers seront sur les routes, sans désemparer, depuis cinq heures du matin jusqu'à sept heures du soir. Le reste de l'année ils y seront depuis le lever jusqu'au coucher du soleil. Ils prendront leur repas sur la route aux heures qui seront fixées par l'ingénieur en chef. La durée totale des repas n'excèdera pas deux heures, mais durant les grandes chaleurs elle pourra être portée à trois heures.

ART. 10. — *Déplacement des cantonniers.*

Les cantonniers pourront être déplacés, soit isolément, soit en brigade, lorsque les besoins du service l'exigeront impérieusement, pour être dirigés sur les points qui leur serent indiqués.

Ces déplacements ne devront jamais avoir lieu que sur un ordre exprès de l'ingénieur.

ART. 11. — *Présence obligée des cantonniers en temps de pluie, de neige, etc.*

Les pluies, les neiges on autres intempéries ne pourront être un prétexte d'absence pour les cantonniers; ils devront même, dans ce cas, redoubler de zèle et d'activité pour prévenir les dégradations, et assurer une viabilité constante dans toute l'étendue de leurs cantons; ils seront autorisés néanmoins à se faire des abris fixes ou portatifs qui n'embarrassent ni la voie publique, ni les propriétés riveraines, et qui soient à la vue de la route, à moins de dix mètres de distance pour qu'on puisse toujours constater la présence de ces ouvriers.

ART. 12. — *Assistance gratuite aux voyageurs.*

Les cantonniers doivent porter gratuitement aide et assistance aux voituriers et voyageurs, mais seulement dans les cas d'accidents.

ART. 13. — *Surveillance sur les contraventions en matière de grande voirie.*

Pour prévenir autant que possible les délits de voirie, les cantonniers devront avertir les riverains des routes qui, par des dispositions quelconques, feraient présumer qu'ils pourraient se mettre en contravention. Ils auront l'œil en conséquence sur les réparations, contructions, dépôts, anticipations et plantations qui auraient lieu sans autorisation sur la voie publique, dans l'étendue de leurs cantons. Ils devront signaler ces contraventions aux agents de l'administration, lors des tournées de ces agents, ou même les leur faire connaître immédiatement,

soit par correspondance, soit par l'intermédiaire des cantonniers-chefs.

ART. 14. — *Outils dont doivent être pourvus les cantonniers.*

Chaque cantonnier sera pourvu à ses frais :
1° D'une brouette ;
2° D'une pelle en fer ;
3° D'une pelle en bois ;
4° D'un outil dit *tournée*, formant pioche d'un côté et pic de l'autre ;
5° D'un rabot de fer ;
6° D'un rabot de bois ;
7° D'un râteau de fer ;
8° D'une pince en fer ;
9° D'une masse en fer ;
10° Enfin, d'un cordeau de 20 mètres.

Les cantonniers-chefs devront être pourvus, en outre, de trois nivelettes ou voyants, d'un niveau à perpendicule gradué pour indiquer les pentes, et d'un double mètre.

ART. 15. — *Outils d'espèce particulière à fournir par l'administration.*

Il sera remis à chaque cantonnier un anneau en fer de six centimètres de diamètre, pour qu'il puisse reconnaître si le cassage de la pierre qu'il aura à répandre sur la route est fait conformément aux prescriptions du devis.

ART. 16. — *Fournitures d'outils aux cantonniers à titre d'avance.*

Il pourra être fourni, *à titre d'avance*, aux cantonniers qui n'auraient pas le moyen de se les procurer, les outils qui leur manqueraient. Le remboursement de la valeur de ces outils sera assuré à l'administration par des retenues successives qui, sauf le cas de renvoi d'un cantonnier, ne pourront excéder le sixième du salaire mensuel.

ART. 17. — *Entretien des outils.*

Les cantonniers maintiendront constamment leurs outils dans un bon état d'entretien. S'ils se rendaient coupables de négligence à cet égard, il y serait pourvu d'office par l'administration, qui se rembourserait de ses frais comme il est dit à l'article 16.

Les outils ne devront être portés à la réparation que dans les intervalles des heures de travail. Les excuses d'absences motivées sur la nécessité de remettre les outils en état ne seront point admises.

ART. 18. — *Livrets des cantonniers.*

Chaque cantonnier sera porteur d'un livret conforme au modèle joint au présent règlement. Ce livret sera destiné à recevoir les notes sur le travail et la conduite de ces ouvriers, les ordres et instructions qui leur seront donnés, et l'indication des tâches qui pourront leur être assignées. Il devra être représenté par eux aux agents chargés de la surveillance des routes, toutes les fois qu'ils en seront requis, sous peine d'une retenue d'une journée de salaire, pour chaque fois qu'ils auront négligé de se munir de cette pièce, et d'une retenue triple dans le cas où ils l'auraient perdue.

ART. 19. — *Moyens de constater les absences des cantonniers.*

Les absences et les négligences des cantonniers seront constatées par les ingénieurs et les agents de l'administration employés sous leurs ordres; il en sera fait note par ces agents dans les livrets dont il vient d'être parlé.

Elles pourront aussi être constatées par les gendarmes en tournée, par les maires des communes sur le territoire desquelles les cantons seront situés.

ART. 20. — *Congé lors des moissons.*

Dans les temps de moissons, et lorsque la route sera en bon état, les cantonniers pourront obtenir des congés de l'ingénieur ordinaire, sous l'autorisation de l'ingénieur en chef. Ils ne recevront aucun traitement pendant la durée de ces congés, à l'expiration desquels ils devront être exactement rendus à leur poste, sinon ils seront immédiatement remplacés.

ART. 21. — *Remise du livret et des signes distinctifs, lors du renvoi d'un cantonnier.*

Lorsqu'un cantonnier sera renvoyé, il fera à l'ingénieur la remise de son livret, de son guidon, de son anneau et des signes distinctifs qu'il aura portés à son bras et à son chapeau. Faute par lui de faire cette remise, il sera opéré une retenue du double de la valeur de ces objets, sur ce qui lui sera dû pour salaire au moment de son renvoi.

ART. 22. — *Classement et salaires des cantonniers.*

Les cantonniers de chaque département seront divisés en trois classes égales en nombre, dont le salaire, pour chacune des classes, sera fixé par le préfet, sur la proposition de l'ingénieur en chef.

Le classement se fera chaque année par l'ingénieur en chef, sur le rapport de l'ingénieur ordinaire, et d'après les services des cantonniers dans le courant de l'année précédente.

Le salaire des cantonniers-chefs sera fixé à un cinquième en sus de celui des cantonniers de première classe.

ART. 23. — *Indemnités de déplacement.*

Les cantonniers qui sortiront de leurs cantons, par ordre de l'ingénieur, recevront en indemnité un cinquième en sus de leur salaire, et trois cinquièmes chaque jour qu'ils auront découché.

Il ne sera point alloué d'indemnité de déplacement aux cantonniers-chefs, si ce n'est dans le cas où ils sortiraient de la circonscription de leurs brigades. Dans ce cas, les indemnités auxquelles ils auront droit seront réglées comme il vient d'être dit pour celles qui seront payées aux simples cantonniers.

ART. 24. — *Encouragements annuels.*

Chaque année, sur le rapport de l'ingénieur en chef, il pourra être accordé, par le préfet, au cantonnier le plus méritant de chaque arrondissement d'ingénieur ordinaire, une gratification qui n'excédera pas un mois de salaire.

Une semblable gratification pourra être également accordée à celui des can-

tonniers-chef du département qui, pendant l'année, aura rendu les meilleurs service.

ART. 25. — *Retenues pour cause d'absence.*

Tout cantonnier, qui ne sera pas trouvé à son poste par l'un des agents ayant droit de surveillance sur la route, pourra subir une retenue de trois jours de solde la première fois, de six jours en cas de récidive, et être congédié la troisième fois.

Ceux qui, sans s'être absentés, n'auront pas assez travaillé pendant le mois, ou qui auront négligé le service dont ils étaient chargés, éprouveront une retenue suffisante pour payer la réparation des dégradations qui seraient résultées de leur négligence.

Une partie de ces retenues pourra être allouée par l'ingénieur en chef, sur le rapport de l'ingénieur ordinaire, au profit de ceux des cantonniers qui, par leur zèle et leur travail, auront mérité des encouragements.

Des auxiliaires. — C'est aujourd'hui un usage général d'adjoindre aux cantonniers à certaines époques de l'année des ouvriers, dits auxiliaires ; on a recours aux auxiliaires surtout pendant l'hiver, quand il faut employer le caillou, enlever la boue ou la neige.

Quelques ingénieurs ont trouvé des conséquences fâcheuses à l'emploi des auxiliaires, et ont posé en principe que toute la main-d'œuvre de l'entretien devait être faite par des cantonniers.

M. Berthault-Ducreux considérait l'entretien comme un art pour lequel il fallait des ouvriers spéciaux, ayant la pratique journalière des outils et des méthodes en usage; aussi proscrivait-il absolument l'emploi des auxiliaires. Il multipliait le nombre des cantonniers et arrivait à leur faire casser toute la fourniture de caillou.

M. l'ingénieur en chef Moline lui répondit avec raison :

Les auxiliaires, dit-on, sont inexperts et maladroits; mais, quelles que soient leur maladresse et leur inexpérience, elles n'auront de conséquences fâcheuses que lorsque ces hommes seront maladroitement employés. Considérez les auxiliaires comme de simples manœuvres; occupez-les uniquement à charger dans la brouette et à conduire la pierre au pied du cantonnier; à charger et rouler les boues hors de la route ou aux dépôts; quelles conséquences fâcheuses avez-vous à craindre? Il doit en résulter au contraire quelque avantage, et voici comment :

On veut ériger en art le travail d'entretien des routes, et faire des cantonniers des ouvriers d'art, c'est très-bien; mais, pour être conséquent, il ne faut pas exiger que cet ouvrier d'art use son temps et ses forces à rouler la brouette lorsque le travail presse et réclame tous ses soins, tout son savoir-faire. Le maçon ne quitte pas sa truelle pour aller chercher ses matériaux; pourquoi le cantonnier n'aurait-il pas aussi ses manœuvres dans les moments difficiles? En quoi le travail sera-t-il compromis si le cantonnier, assisté de ses aides, reste d'ailleurs seul chargé de mettre la pierre en place? Il est bien évident, au contraire, que sa tâche essentielle sera mieux faite, et que le grand principe de la division du travail trouve ici son application.

C'est pour ces raisons que les auxiliaires ont été conservés; sans eux, il faudrait multiplier inutilement le nombre des cantonniers, et on ne saurait dans certaines saisons à quoi les occuper, à moins qu'on ne leur fasse casser la pierre de la fourniture. Or le cassage de la pierre fait par les cantonniers n'est jamais

économique. Il faut la demander toute cassée à des entrepreneurs, qui ont tout intérêt à faire faire cette besogne le moins cher possible, par exemple aux époques de chômage pour les travaux de l'agriculture et de l'industrie.

L'emploi des auxiliaires exige un redoublement de surveillance; il faut constater avec soin la tâche remplie par chaque atelier, et rendre le cantonnier responsable dans une certaine mesure du travail de ses aides.

Les feuilles d'attachement, sur lesquelles on constate la présence des auxiliaires, et qui servent de base au payement mensuel, doivent être tenues avec une régularité scrupuleuse afin d'éviter les fraudes et les abus.

La circulaire du 29 novembre 1849 s'exprime ainsi au sujet des feuilles d'attachement des journées :

« La formule n° 2 servira à marquer les journées des ouvriers employés en régie au compte direct de l'administration; elle devra être souvent visée et vérifiée par le conducteur. Les surveillants seront soumis pour la tenue de cette feuille à des règles uniformes, surtout en ce qui concerne la manière de pointer les absents à chaque reprise de travail. Il faut, en effet, qu'un conducteur puisse toujours, en arrivant à l'improviste sur un atelier, vérifier qu'il y a concordance entre la feuille et l'effectif des travailleurs. »

Le 1er du mois, le conducteur remet à chaque cantonnier une feuille d'attachement qui porte le nombre d'auxiliaires accordés au cantonnier : le nom de chaque auxiliaire correspond à deux ou trois colonnes horizontales, suivant que la journée est divisée en deux ou trois reprises, et une colonne verticale correspond à chaque jour du mois. Si la journée a deux reprises, l'intersection de ces colonnes verticales et horizontales donne pour chaque jour et pour chaque auxiliaire deux cases. Au commencement de chaque reprise, le cantonnier fait un trait dans la case correspondante, si l'auxiliaire est là; s'il est absent, le cantonnier fait au milieu de la case un trou avec une épingle. De la sorte il n'y a pas à revenir sur le pointage, tandis qu'un signe quelconque pourrait se modifier. Il est bon de varier le signe de présence suivant le travail auquel l'auxiliaire est occupé; on marquera une barre verticale pour la chaussée, un *t* pour les terrassements, un *n* pour la neige; cette distinction est utile pour voir comment se décomposent les dépenses de main-d'œuvre.

Devis d'entretien. — Les devis d'entretien se ressemblent à peu près dans tous les départements; les baux sont passés pour cinq ou six années consécutives. Il convient d'en retrancher tous les travaux d'art, les travaux de terrassement, et même les travaux de pavage lorsque cela est possible.

Il faut donc réduire strictement les entreprises à la fourniture du caillou cassé, et fractionner ces entreprises pour les mettre à la portée des cultivateurs eux-mêmes.

Cependant, dans quelques départements, ce système lui-même commence à devenir d'une application difficile, et l'on a quelque peine à trouver des entrepreneurs à des prix raisonnables. On sera probablement forcé de revenir sur certains points au système des grandes entreprises, comprenant un ou plusieurs arrondissements; on organisera de vastes carrières que l'on exploitera par des procédés mécaniques : dragues ou excavateurs à terrassements, wagonnets et voies de service amenant la pierre brute à des machines à casser mues par la vapeur, wagonnets et voies emmenant la pierre cassée au lieu de chargement définitif.

Quoi qu'il en soit, ce système en grand n'existe pas encore et l'on se contente du système des entreprises fractionnées.

Voici le devis et cahier des charges imposé aux entrepreneurs du département de l'Eure, lors de la dernière adjudication qui a eu lieu en 1871. Nous en extrayons les principaux articles, ceux qui ont un caractère général; nous en avons déjà donné plus haut les articles relatifs à l'entretien des pavages et nous ne les reproduirons pas.

Article 1er.

États d'indication. — Chaque année, après la notification du budget, il sera dressé par l'ingénieur de l'arrondissement, pour chacune des routes ou parties de route composant un lot d'adjudication, un état d'indication qui fera connaître les espèces et les quantités de matériaux que l'entrepreneur aura à fournir, et les points de la route où ces matériaux devront être déposés.

Une expédition de ces états d'indication, visée par l'ingénieur en chef et approuvée par le préfet, sera remise à l'entrepreneur, qui en accusera réception et sera tenu de s'y conformer. Il se conformera de même aux états d'indication provisoires, visés par l'ingénieur en chef, qui lui seront remis par l'ingénieur ordinaire dès l'ouverture de la campagne.

S'il devenait ultérieurement nécessaire d'apporter quelques changements dans ces indications de matériaux à fournir, soit à raison d'augmentation ou de diminution des fonds affectés à l'entretien des routes, soit pour toute autre cause, l'ingénieur en chef, après en avoir informé le préfet, prescrirait ces changements à l'entrepreneur, qui serait également tenu de s'y conformer.

Art. 2.

Cassage des matériaux. — Les matériaux destinés à l'entretien des chaussées d'empierrement seront réduits à une grosseur telle qu'ils puissent passer en tous sens dans un anneau de $0^m,06$ de diamètre.

Le cassage sera fait dans les lieux d'extraction ou hors de la route, à moins d'ordre contraire donné par écrit à l'entrepreneur.

La grosseur indiquée ci-dessus comme maximum pour les matériaux destinés aux entretiens *est de rigueur*, et, pour obvier aux conséquences de toute fraude ou négligence à cet égard, l'administration se réserve la faculté de faire ramasser et casser aux frais de l'entrepreneur, par des ouvriers en régie, les pierrailles ou cailloux qui, même après la réception et au moment de l'emploi, seraient reconnus ne pas satisfaire à la condition énoncée au premier paragraphe du présent article.

Néanmoins, lorsque l'état d'une chaussée exigera qu'avant de répandre la pierre cassée à la grosseur exigée, il soit employé de la pierre telle qu'elle sort de la carrière, l'entrepreneur sera tenu de fournir la quantité de cette pierre brute qui lui sera demandée, et de la valeur de laquelle on défalquera le prix de cassage fixé par la série.

L'administration se réserve la faculté de faire opérer, par des cantonniers ou autres ouvriers, tout ou partie du cassage des matériaux destinés à l'entretien des routes ; dans ce cas, comme dans le cas précédent, la valeur du cassage sera défalquée du prix de ces matériaux.

Toutefois, pour que cette pierre brute ne soit pas uniquement composée de gros blocs, l'administration aura toujours le droit de la faire casser par l'entrepreneur, au prix du devis.

ART. 3.

Nettoyage des matériaux. — Avant que les matériaux destinés à l'entretien des chaussées d'empierrement soient emmétrés, ces matériaux seront purgés de toute terre et de matières étrangères quelconques. On fera usage du râteau et même de la claie, s'il est nécessaire, pour écarter le sable, les débris et les éclats qui n'auraient pas la grosseur minimum fixée par les conditions particulières du présent devis.

ART. 4.

Rangement et emmétrage des matériaux. — Le rangement et l'emmétrage des matériaux devront toujours précéder leur réception. Ils devront même être relevés et retroussés suivant les alignements fixés pour l'emmétrage au fur et à mesure de leur déchargement.

Si ces matériaux n'étaient pas mis en état de livraison quinze jours au moins avant l'expiration des termes fixés pour en compléter l'approvisionnement, l'administration pourrait procéder comme il est indiqué au troisième paragraphe de l'article 2, et faire exécuter ce rangement et cet emmétrage en régie, aux frais de l'entrepreneur en retard.

L'entrepreneur sera d'ailleurs responsable des accidents auxquels pourrait donner lieu tout défaut d'ordre et de régularité dans le rangement des matériaux.

ART. 5.

matériaux des espèces et qualités prescrites seront déposés sur les routes ou sur les emplacements voisins qui seront désignés, de telle sorte que de nouveaux approvisionnements ne puissent jamais se confondre avec des matériaux déjà reçus ou appartenant à l'État. En conséquence, lorsque les matériaux devront être placés sur les routes, tout approvisionnement d'une année sera rangé, autant que possible sur l'accotement droit, en partant de l'origine de la route; l'approvisionnement de l'année suivante sera placé sur l'accotement gauche, et ainsi, en changeant de côté, pour l'approvisionnement de chaque exercice.

Lorsque ces approvisionnements ne pourront être rangés dans les traverses trop étroites des communes, l'entrepreneur se conformera, pour l'emplacement et la disposition des dépôts, à ce qui lui sera prescrit par l'état d'indication, sans que dans ce cas les reprises et seconds transports puissent lui donner droit à aucune indemnité.

ART. 6.

Mode de livraison des matériaux. — Les pavés d'échantillons et les boutisses seront toujours livrés au mille. Ils seront placés régulièrement sur les accotements des routes, de manière qu'ils puissent être facilement examinés sur toutes leurs faces. L'entrepreneur se conformera aux mesures d'ordre qui lui seront prescrites à ce sujet par les ingénieurs, suivant les localités.

Les pierres brutes pour chaussées de blocage, pour première couche de chaussées d'empierrement ou pour cassages réservés aux cantonniers, seront livrées par tas prismatiques rectangulaires, dont les dimensions seront fixées par les états d'indication.

Le sable, la pierre cassée et le caillou ou gravier, seront livrés sur les routes,

par tas, dont la forme sera celle d'une pyramide quadrangulaire tronquée, à base de rectangle.

Les dimensions de ces tas, que l'on comptera pour un mètre cube, sont les suivantes :

Rectangle de la base inférieure de la pyramide..	Longueur..........	2,50
	Largeur..........	1,50
Rectangle de la base supérieure........	Longueur..........	1,50
	Largeur..........	0,50
Hauteur de la pyramide tronquée..........................		0,50

Le sable pourra néanmoins être livré par tas d'un demi et même d'un quart de mètre cube, lorsque la nature des travaux auxquels il devra être employé rendra ce morcellement nécessaire.

Sur les routes ou parties de route dont la largeur est au-dessous de 10 mètres, les ingénieurs pourront exiger que l'entrepreneur livre les matériaux par tas qui seront comptés pour un demi-mètre cube et dont la forme sera celle d'une pyramide quadrangulaire tronquée ayant les dimensions ci-après :

Rectangle de la base supérieure de la pyramide..	Longueur.........	2,50
	Largeur..........	1,10
Longueur de l'arête supérieure..........................		1,50
Hauteur du prisme..............................		0,50

Les tas de matériaux de toute espèce seront rangés au cordeau, parallèlement à l'axe de la route, en laissant, pour les piétons, un espace de 50 centimètres de largeur entre la base de ces tas et le bord intérieur du fossé. Ils seront espacés entre eux conformément aux indications qui seront données par les ingénieurs.

Art. 7.

Réception des matériaux. — L'ingénieur de l'arrondissement, accompagné du conducteur, procédera, en présence de l'entrepreneur dûment appelé, aux réceptions générales ou partielles des matériaux approvisionnés et mis en état de livraison.

Il sera dressé, de chaque réception, un procès-verbal qui, après avoir été signé par l'ingénieur, le sera aussi par le conducteur présent à l'opération, et par l'entrepreneur, lequel pourra, s'il le juge nécessaire, faire ses observations par écrit, à la suite dudit procès-verbal, dont une expédition lui sera remise. Une autre expédition sera adressée, dans les vingt-quatre heures, à l'ingénieur en chef, et la minute restera entre les mains de l'ingénieur de l'arrondissement, pour servir à la rédaction du compte de l'entreprise.

Les observations et réclamations de l'entrepreneur devront être adressées par lui à l'ingénieur en chef, dans les formes et les délais prévus par le titre V des clauses et conditions générales.

Art. 8.

Dans le cas où l'urgence de l'emploi des matériaux, qui auraient été approvisionnés trop tard, n'aurait pas permis de faire faire leur nettoyage, leur emmétrage et leur rangement par des ateliers en régie, avant de procéder à leur ré-

ception, dans le cas aussi où les tas emmétrés n'auraient point les dimensions prescrites, l'ingénieur pourra choisir quelques-uns des tas, et les soumettre à une vérification rigoureuse.

En cas de fraude ou de négligence reconnue, le déchet constaté dans les tas les moins forts sera déduit de chacun de ceux présentés à la réception, sans que l'entrepreneur soit admis à justifier que la fraude n'est pas générale.

Il en sera de même pour les imperfections du cassage des matériaux, c'est-à-dire que si les pierres du tas soumis sous ce rapport à la vérification ne sont pas à la grosseur voulue, le prix du cassage restant à faire des pierres de ce tas sera retranché du prix de chacun des tas présentés à la réception, sans que l'entrepreneur soit admis à justifier que la retenue qui lui aura été faite est supérieure aux frais effectifs du cassage, qui sera exécuté, dans ce cas, par les cantonniers ou des ouvriers supplémentaires.

Dans tous les cas, les prix des mains-d'œuvre qui n'auraient point été faites seraient retranchés du prix de la pierre, en suivant à cet égard les indications données par les sous-détails de la série.

Art. 9.

Toute main-d'œuvre pour vérification, ouverture ou rétablissement des tas des matériaux présentés à la réception, sera à la charge de l'entrepreneur,

Art. 10.

Il sera dressé par l'ingénieur procès-verbal de non-réception des matériaux qui, n'ayant pas les qualités prescrites, seront rebutés.

Dans ce procès-verbal, dont une expédition sera remise à l'entrepreneur, l'ingénieur fixera les époques d'enlèvement de ces matériaux, qui devront être portés hors de la route aux frais dudit entrepreneur. En cas d'inexécution, il sera dressé immédiatement contre lui procès-verbal de contravention aux règlements de grande voirie.

Art. 11.

Retenue à exercer en cas de retard dans les fournitures. — En cas de retard dans les fournitures, aux époques de livraison fixées, l'entrepreneur sera passible d'une retenue équivalente au dixième du prix des matériaux manquants ou de ceux qui auraient été rebutés. Il subira cette retenue indépendamment des conséquences de la régie et de la folle enchère, qui pourront être prononcées contre lui, conformément aux dispositions de l'article 35 des clauses et conditions générales.

Art. 12.

Conservation des matériaux. — L'entrepreneur sera garant, jusqu'après leur emploi, de la conservation des matériaux, quels qu'ils soient, qui auront été présentés par lui et admis à la réception.

BORNES KILOMÉTRIQUES. — POTEAUX INDICATEURS.

C'est pour le voyageur une ressource précieuse que de rencontrer sur une route qu'il parcourt des tableaux suffisamment rapprochés lui indiquant les distances aux principaux centres que la route dessert, ainsi que le sens dans lequel il faut marcher pour se rendre à telle ou telle localité ; les poteaux, placés aux embranchements et portant les indications analogues aux précédentes sont aussi d'un grand secours.

On l'avait déjà compris dans l'ordonnance royale d'août 1669, qui s'exprime ainsi :

« Ordonnons que, dans les coins ou angles des places croisées, triviaires ou biviaires qui se rencontrent ès-grandes routes et chemins royaux des forêts, nos officiers de maîtrises feront incessamment planter des croix, poteaux ou pyramides, à nos frais ès-bois qui nous appartiennent, et, pour les autres, aux frais des villes plus voisines et intéressées, avec inscriptions et marques apparentes du lieu où chacun conduit, sans qu'il soit permis à aucunes personnes de rompre, emporter, lacérer ou biffer telles croix, poteaux, inscriptions et marques, à peine de 300 livres d'amende et de punition exemplaire. »

Dans une circulaire du 15 avril 1835, à laquelle est jointe une planche représentant les types à adopter, le ministre des travaux publics donne les instructions suivantes :

« 1° Des poteaux indicateurs seront placés aux intersections des routes royales, soit entre elles, soit avec les routes départementales, lorsque les points d'intersection sont en dehors des lieux habités ;

Des tableaux indicateurs seront placés sur les murs des maisons, à l'entrée et à la sortie des villes, bourgs et villages ;

2° Ces poteaux et tableaux seront établis et entretenus sur les fonds destinés à l'entretien des routes royales,

3° On construira les poteaux, soit en fonte, soit en pierre, soit en charpente, suivant les circonstances locales, mais toujours en cherchant à concilier l'économie avec les considérations relatives à la durée et aux frais ultérieurs de l'entretien ;

4° Les tableaux seront peints immédiatement sur les murs ou sur un enduit de mortier fin et entouré d'un cadre de même matière ;

5° Les lettres seront écrites en blanc sur un fond bleu de ciel foncé.

Il sera utile d'étendre les mesures précédentes aux routes départementales. »

En ce qui touche les bornes kilométriques, c'est la circulaire du 21 juin 1853 qui doit servir de guide :

« L'utilité du bornage kilométrique et hectométrique ne saurait être mise en doute. Ce bornage donne aux ingénieurs les moyens de préciser les détails du service, tels que les ordres aux conducteurs, piqueurs et cantonniers, les états d'indication pour la distribution des matériaux, les renseignements statistiques; en un mot il permet d'obtenir une surveillance exacte de toutes les parties des chaussées et de leurs dépendances.

Le bornage doit en outre donner aux voyageurs des renseignements sur leurs marches et sur les distances qu'ils parcourent entre les villes traversées par les

routes. C'est surtout pour parvenir à ce dernier résultat que le besoin d'uniformité se fait sentir.

L'adoption d'un système uniforme mettra d'ailleurs un terme aux changements que chaque ingénieur prenant possession d'un service se croit le droit de faire subir au système exécuté par son prédécesseur. Cependant, quelque désirable que soit l'uniformité dont il s'agit, il doit être expressément entendu que les instructions qui vont suivre seront appliquées là seulement où il y aura de nouvelles bornes à établir, et que partout où le bornage est complétement fait, il doit être maintenu tel qu'il est. »

Suit la description du spécimen de bornes prescrit par le ministre.

Chaque route est désignée par son point de départ et son point d'arrivée ; sa direction est donc bien définie. Ainsi la direction de la route nationale n° 138 de Bordeaux à Rouen, est celle d'un voyageur qui de Bordeaux marche vers Rouen. Les bornes kilométriques et hectométriques doivent être placées sur le côté gauche de la route.

Les bornes kilométriques sont formées d'un socle à section horizontale rectangulaire de 0,39 sur 0,27, faisant saillie de 0,10 au-dessus du sol ; en retraite de 0,02 sur la face de ce socle s'élève la borne elle-même, d'une hauteur de 0,65 ayant pour base un rectangle de 0,35 sur 0,25, et terminée en haut par un demi-cylindre horizontal de 0,25 de diamètre.

Sur la face principale, on marque le nom de la route et celui du département s'il s'agit d'une route nationale partant de Paris, on marque le nombre de kilomètres à partir de Paris, et aussi le nombre de kilomètres depuis l'entrée dans le département ; si la route nationale ne part pas de Paris, on se contente de ce dernier chiffre. S'il s'agit d'une route départementale, on marque le nombre de kilomètres depuis l'origine de la route ; on ne tient pas compte des parties d'autres voies que la route peut emprunter sur son parcours.

Sur les faces latérales de la borne on marque les distances aux principaux centres voisins ; les noms de ces centres sont inscrits sur la face qui ne regarde pas de leur côté, afin qu'elle tombe directement sous les yeux des voyageurs qui se rendent aux centres ainsi désignés.

Aux limites de départements on a l'habitude d'employer des bornes spéciales.

Les bornes hectométriques sont rectangulaires, de 0,20 de saillie au-dessus du sol, et de 0,15 de côté ; leurs arêtes sont biseautées.

A la limite des cantons on place, sur le côté droit de la route, des bornes à section horizontale triangulaire avec arêtes abattues en chanfrein. Sur les deux faces tournées du côté de la route, on marque les numéros des cantons.

A la circulaire de 1853 étaient joints une série de dessins de bornes que l'on trouvera reproduits sur la planche X.

ALIGNEMENTS.

On comprend sans peine que les limites des voies publiques doivent être nettement définies afin que les riverains ne puissent empiéter sur le domaine de l'État, du département ou des communes. On comprend aussi que l'on impose aux riverains de la voie publique, en compensation des avantages que celle-ci leur procure, certaines conditions ayant trait à l'intérêt de la circulation ou de la sécurité publique.

De là, la nécessité des plans d'alignement réguliers et des arrêtés réglementant les constructions qui bordent la voie publique.

Nous n'insisterons pas sur ces faits que nous aurons lieu de traiter au point de vue juridique dans le *Cours de droit administratif*; mais il convient d'en donner ici les points principaux.

Le principe de la législation des alignements se trouve dans l'édit de Moulins (1566) qui définit le domaine public et déclare qu'il ne saurait y avoir prescription à son égard, de sorte que toute partie du domaine public, prise depuis 1566 par un particulier, peut être revendiquée ; et dans l'édit de 1607 qui défend tout empiétement et toute saillie sur la voie publique et qui s'exprime ainsi en son article 5.

« Deffendons à tous nos dicts subjectz de la dicte ville et autres villes de ce Royaulme faire aulcun édiffice, pans de mur, jambe estryère, encoigneure, cave ny travail forme ronde en saillye, siéges, barrières, contre-fenêtres, huies de caves, bornes, pas, marches, montoirs à cheval, aulusns, enseignes, establiz, caiges et menuiseries, châssis à verres et autre aduences sur la dicte voyrie, sans le congé et allignement de notre dict grand voyer ou desdicts commys. »

L'arrêt du conseil du roi du 27 février 1765 renouvelle les mêmes prescriptions. Le principe de l'alignement est reproduit aussi dans la loi du 16 septembre 1807.

L'alignement doit être demandé pour toute construction ou reconstruction : la permission doit être demandée pour quelque travail que ce soit à faire à des constructions existantes situées sur l'alignement ou en avant; le seul cas où l'on puisse se passer de permission est celui où l'on procède à un simple badigeonnage.

En arrière de l'alignement, les propriétaires peuvent faire ce qu'ils veulent; mais tout travail confortatif est interdit sur les constructions en saillie.

Les plans généraux d'alignement sont dressés par les ingénieurs en se conformant aux circulaires du 3 août 1833, 16 décembre 1833, 20 octobre 1836, 27 décembre 1849, 24 octobre 1845 et 22 novembre 1853. Ce n'est point ici le lieu d'entrer dans le détail de toutes ces circulaires et de discuter la question délicate des alignements: la question sera beaucoup mieux placée dans le *Cours de droit administratif*.

Pour les routes se rattachant à la grande voirie, c'est le préfet qui délivre les alignements, et les contestations sont tranchées par la juridiction administrative; pour la petite voirie, c'est le maire, et les contestations sont tranchées par les tribunaux ordinaires.

Le pétitionnaire adresse sa demande au préfet sur une feuille de papier timbré à $0^{f},60$, en y joignant un mandat de poste de $1^{f}.80$ pour le timbre de l'arrêté à intervenir; l'autorisation est périmée au bout d'un an si les travaux ne sont pas exécutés. A la fin des travaux, un récolement est dressé par les agents de l'administration. Ce récolement constate les superficies de terrain ajoutées ou enlevées à la voie publique.

Lorsqu'une partie du terrain est réunie à la voie publique, l'indemnité à payer au propriétaire doit se calculer uniquement d'après la valeur vénale du terrain, et non d'après l'importance des constructions qui le recouvraient.

Le modèle d'arrêté prefectoral de 1858 traite toutes les questions qui se rattachent aux saillies, aux trottoirs, à l'écoulement des eaux, aux portes et fenêtres, balcons, enseignes, etc.

Lorsqu'un édifice menace ruine, l'administration a le droit et le devoir de le

faire démolir d'office, après avoir rempli certaines formalités pour constater l'état des lieux.

D'autres prescriptions sont relatives aux caves établies sous la voie publique, aux moulins à vent, aux carrières.

Comme nous l'avons déjà dit, nous reprendrons ces questions dans un autre volume.

Nous dirons seulement, pour terminer, que, dans le cas où il n'existe pas de plan d'alignement approuvé, l'autorité compétente ne peut donner l'autorisation de reconstruire que suivant les limites actuelles de la route; l'opération des agents se borne donc alors simplement à déterminer les limites exactes de la route. En dehors de ces limites, le riverain fait ce qu'il veut. La jurisprudence du Conseil d'État a nettement établi ce point dans ces dernières années.

PLANTATIONS.

Vu l'entretien continu auquel elles sont soumises, les routes sont aujourd'hui fermes et saines; dans la plupart des cas, surtout lorsqu'on a recours à des cailloux siliceux, c'est plutôt la sécheresse que l'humidité qui leur est funeste. Lorsqu'il est possible de les protéger pendant l'été contre l'ardeur du soleil, il est bon de le faire. Les plantations sont un des moyens d'arriver à ce but; elles conviennent surtout aux routes en plaine qui sont ouvertes à tous les vents; il va sans dire qu'on ne fera point de plantations dans les parties creuses ou mal exposées, là où la chaussée a de la peine à s'assécher.

D'un autre côté, les plantations sont le meilleur moyen d'utiliser les accotements des routes anciennes qui présentent un excès de largeur. Beaucoup de nos routes impériales ont 20 mètres de largeur, et 5 mètres de chaussée suffisent aujourd'hui pour la circulation réduite; les accotements gazonnés ne servent qu'au dépôt des matériaux, il est d'une bonne administration de les utiliser et de planter sur chacun deux rangées d'arbres.

Bien des routes départementales elles-mêmes, qui possèdent des largeurs de 10 mètres et plus sont susceptibles d'être plantées, et il ne faut point manquer de le faire lorsque les fonds d'entretien le permettent.

Mais, dira-t-on, ne vaudrait-il pas mieux aliéner les excédants de largeur, et les céder aux riverains? Sans doute, cela serait préférable; mais ce n'est pas toujours une opération possible; le déplacement des fossés et les frais à faire pour mettre les accotements en culture occasionneront souvent une dépense supérieure à la valeur même du sol. Lorsque l'aliénation peut se faire avantageusement, il faut donc y procéder; sinon, on aura recours aux plantations.

Les plantations servent pendant les temps obscurs et surtout en temps de neige à guider les voyageurs. A ce point de vue, elles sont utiles surtout dans les pays de montagnes, et, dans une note publiée en 1859, M. l'ingénieur Conte-Grandchamps a montré quels services un rideau d'arbres pouvait rendre pour protéger les routes en tranchées contre la neige, qui s'y accumule poussée par le vent. Les tranchées se comblent vite en temps de neige, et se transforment en fondrières; sur certaines lignes de chemin de fer, on les protége par des écrans artificiels placés à une certaine distance en avant de la crête du talus; ne vaut-il pas mieux recourir à des écrans naturels, formés par une plantation de plusieurs rangs d'arbres serrés?

Les considérations précédentes suffisent à prouver toute l'utilité des plantations.

Les règlements anciens, que nous étudierons en leur place, forçaient autrefois le riverain à planter sur son terrain des arbres d'essence et d'espacement déterminés. Ce système est absolument abandonné aujourd'hui, bien que l'ancienne législation soit toujours en vigueur, et l'administration se contente de planter sur le sol même de ses routes, en se conformant à l'article 671 du Code civil, qui prescrit d'observer une distance de 2 mètres entre les arbres de haut jet et la limite de la propriété voisine.

Les plantations des routes représentent pour la France un capital considérable; à ce titre elles doivent attirer toute l'attention des ingénieurs.

En ce qui touche l'arboriculture proprement dite, nous renverrons le lecteur aux traités spéciaux, tels que celui de Du Breuil, que l'on trouve partout, et à notre cours d'*Exécution des travaux* où nous avons donné des éléments de physiologie végétale ainsi que la description des principales essences de nos climats. On trouvera aussi d'utiles enseignements dans les instructions pratiques du docteur Robert pour détruire les insectes xylophages si funestes aux arbres d'alignement. Ces instructions pratiques ont été publiées dans les *Annales des ponts et chaussées* de 1859 et réunies en un petit volume, ainsi que les procédés d'élagage de M. le comte des Carts.

Mais, ce serait sortir de notre sujet que d'aborder de pareilles questions, et nous nous contenterons de reproduire ici les circulaires de l'administration, qui ont trait à l'exécution et à l'entretien des plantations :

INSTRUCTION DU 17 JUIN 1851 SUR LES PLANTATIONS DES ROUTES

Désignation des routes à planter ; dispositions générales à suivre ; tracé des lignes d'arbres. — *Quelles routes doivent être plantées par l'État.* — La circulaire du 9 août 1850 a établi les principales règles à suivre, en disposant que, « pour toutes les routes qui ont au moins 10 mètres de largeur, les plantations seront faites à l'avenir sur le sol même du domaine public ;

« Que ces plantations consisteront en une rangée d'arbres, de chaque côté, sur les routes de 10 à 16 mètres, et en deux rangées d'arbres sur les routes qui ont 16 mètres ou plus ;

« Que l'intervalle entre deux rangées formant contre-allée devra être au moins de 3 mètres ;

« Et que les arbres seront tenus à la distance de 2 mètres de la ligne qui sépare le domaine public et les fonds riverains. »

Ainsi, ce système de plantation n'est pas applicable aux routes qui ont moins de 10 mètres de largeur ; il ne l'est pas non plus, d'après la même circulaire, à certaines parties de route qui se trouvent dans des cas particuliers : telles que les traverses des villes et des villages.

Cependant, plusieurs ingénieurs en chef ont exprimé l'opinion qu'il y aurait lieu de planter certaines routes dont la largeur ne dépasse pas 8 ou 9 mètres, ou des traverses de villes et de villages, et ils s'appuient sur des motifs d'exception qui méritent d'être examinés : ainsi, ils font observer que, dans les pays de montagnes, il peut être avantageux de garnir d'arbres, au moins du côté de l'escarpement, des routes peu larges, afin de diminuer les chances d'accidents.

Dans certains départements du Midi, où les routes ont pour ennemis principaux la sécheresse et les ouragans, et où les plantations d'arbres sont, en conséquence, plus utiles, on propose, à raison de cette utilité évidente, de descendre parfois au-dessous de la limite de 10 mètres; enfin, plusieurs traverses ou portions de traverses, qui offrent une très-grande largeur, paraissent être dans le cas de recevoir des plantations. Dans de semblables circonstances, quelques exceptions pourront être admises quand elles auront été bien justifiées dans des rapports spéciaux ; mais, avant tout, il faut planter les routes qui se trouvent dans les conditions normales.

Quelle position les rangées d'arbres doivent occuper sur la route. — Les rangées d'arbres doivent être parallèles à l'axe de la route ; mais quelle position doivent-elles occuper par rapport à cet axe et à l'arête extérieure des accotements ? Cette question ne comporte pas une solution précise : cependant, il y a lieu de poser quelques principes.

Ainsi, il faut éviter d'établir les arbres sur l'arête même des fossés ou des talus, ou trop près de cette arête, même quand les fossés ont 2 mètres de largeur : car, d'abord, les arbres ainsi placés ont une assiette moins solide et peuvent céder plus facilement aux efforts des vents et autres causes d'ébranlement, puis les racines se répandent dans les fossés et sur les talus. Enfin, comme le fossé est quelquefois remplacé par un talus dont la base a une largeur moindre, on court alors le risque d'être trop près de la propriété riveraine. En conséquence, on s'imposera le plus souvent (non pas comme règle absolue, mais comme disposition très-convenable) l'obligation de laisser $0^m,50$ d'intervalle entre l'arête des accotements et la ligne d'arbres la plus voisine.

Quant à l'intervalle à ménager entre l'axe de la route et les arbres, il y a lieu d'adopter également un minimum, qui ne paraît pas devoir être inférieur à $4^m,50$, et qui laisse une largeur de 9 mètres disponible pour la circulation.

Ces deux minimum fixent exactement la position des lignes d'arbres pour les routes de 10 mètres de largeur et pour celles de 16 mètres. Sur ces dernières, l'une des lignes de chaque contre-allée étant, comme il vient d'être dit, à $0^m,50$ du fossé et l'autre à $4^m,50$ de l'axe de la route, il reste 3 mètres pour la largeur des contre-allées, conformément à la circulaire du 9 août 1850.

Mais quand la largeur de la route est comprise entre 10 mètres et 16 mètres, ou dépasse 16 mètres, le problème reste indéterminé, et le tracé des lignes pourra varier entre les limites indiquées.

Seulement, MM. les ingénieurs voudront bien remarquer qu'il importe de gêner le moins possible la circulation et d'éloigner les arbres des voitures ; en conséquence, s'il n'y a qu'une seule ligne d'arbres sur chaque accotement, il conviendra le plus souvent de ne laisser entre elle et le fossé que la largeur minimum de $0^m,50$, ou tout au plus la largeur d'un sentier où les piétons puissent facilement circuler. Dans le cas des doubles rangées, il faudra, si l'on peut, donner 4 ou 5 mètres de largeur aux contre-allées, mais en évitant de trop réduire la voie charretière.

Par exemple, ce sera une bonne disposition, pour une route de 14 mètres de largeur, de placer chaque ligne d'arbres à 6 mètres de l'axe de la route et à 1 mètre du fossé ; pour une route de 20 mètres, d'établir les arbres extérieurs des contre-allées à $9^m,50$ de l'axe, et les arbres intérieurs à 5 mètres, ce qui donne 10 mètres de largeur à la voie principale et $4^m,50$ à chaque contre-allée.

Dans les circonstances rares où les traverses pourront être plantées, il est nécessaire que les lignes d'arbres soient à 3 mètres *au moins* des constructions.

Solution de continuité des lignes ; courbes de raccordement. — La largeur d'une

route est quelquefois très-variable; si les variations sont de peu d'importance, il en résultera seulement que la distance du fossé à la ligne d'arbres la plus voisine ne sera pas constante. Il faudra, dans ce cas, avant d'arrêter le tracé, s'assurer que cette ligne se trouve partout en dedans des fossés et à la distance voulue de la propriété riveraine; si les variations sont considérables, alors les alignements doivent être rompus; les accidents de terrain, les traversées de villes et de villages fourniront souvent des moyens de masquer ces solutions de continuité : les coudes de la route, s'il en existe, permettent de faire mieux encore, c'est-à-dire de raccorder les alignements droits par des lignes courbes.

Dans les parties de routes qui avoisinent la limite d'un département, il importe que les ingénieurs n'arrêtent aucun alignement sans s'être concertés avec leurs collègues du département voisin. Ce concert doit avoir lieu, à plus forte raison, entre les ingénieurs ordinaires d'un même département.

Sur les routes ayant une largeur assez grande pour recevoir deux lignes d'arbres de chaque côté, la plantation des deux lignes doit se faire en même temps, parce que, dans le cas contraire, les arbres plantés les premiers feraient tort à ceux dont la plantation serait ajournée.

Observation sur la plantation des routes larges à chaussées pavées. — Les règles établies pour la plantation des routes ayant plus de 16 mètres de largeur comportent une exception importante, en ce qui concerne les routes à chaussées *pavées;* sur ces routes, ce n'est, en général, qu'aux abords des villes qu'il convient de planter de doubles rangées d'arbres formant contre-allée. En plaine, il vaut mieux se contenter d'une seule rangée de chaque côté de la route, à moins que celle-ci ne soit assez large pour qu'on puisse y ménager deux accotements libres de 3 à 4 mètres de largeur; autrement, les voitures n'auraient pas autant de facilité qu'elles en ont aujourd'hui pour circuler sur ces routes pendant la belle saison.

Espacement des arbres dans chaque rangée. — D'après la circulaire du 9 août 1850, la distance d'un arbre à l'autre, dans chaque rangée, doit être *généralement* de 10 mètres; sur beaucoup de routes, on pourra réduire de moitié cet intervalle, en ayant soin de faire alterner les arbres à croissance lente avec ceux à croissance rapide; car, au bout d'un certain temps, l'abatage de ces derniers arbres laissera subsister une plantation régulière dont les sujets seront espacés de 10 mètres. Dans certains départements du Midi, qui ont à souffrir beaucoup de la sécheresse, les arbres pourront être placés à moins de 10 mètres d'intervalle, sans qu'il soit nécessaire de faire alterner les essences.

Avec l'espacement normal de 10 mètres, il convient d'adopter d'une manière continue l'essence la plus propre au sol.

Sur les routes où il existe un bornage kilométrique bien fait, les arbres espacés de 10 mètres pourront concorder avec ce bornage et serviront alors à le compléter; dans les départements où l'on a déjà procédé de cette manière, les arbres qui marquent les limites de chaque kilomètre et de chaque hectomètre sont d'une autre essence que le reste de la plantation.

Les alignements des arbres doivent être tracés avec le plus grand soin et vérifiés pendant et après la plantation.

Choix des essences. — Les essences à préférer dans chaque localité sont celles qui satisfont à la double condition d'être bien appropriés au sol, et de donner un bois de bonne qualité. Quelques espèces ont d'ailleurs des avantages et des inconvénients particuliers dont il faut tenir compte.

Les arbres qui doivent être recommandés sont, pour les essences dures et à

croissante lente, l'orme, le frêne, le hêtre, le chêne et le châtaignier; pour les essences tendres et hâtives, les diverses espèces de peupliers, le platane, l'érable sycomore et l'acacia.

Orme. — L'orme réussit dans la plupart des terrains, surtout quand le climat est tempéré, et son bois est excellent. C'est parmi les essences dures celle qui est le plus généralement adoptée sur les routes, et elle devra continuer à l'être. Les variétés *à petites feuilles* sont généralement préférées comme donnant des produits de meilleure qualité. Cet arbre est attaqué, depuis quelque temps, dans beaucoup d'endroits, par des insectes qui le font périr, mais ces insectes, dont les larves cherchent leur nourriture dans la vieille écorce, n'en veulent pas aux jeunes plants et ménagent le plus souvent les arbres adultes. Ils sont donc plus à craindre pour les plantations séculaires que pour celles qu'on abat dès qu'elles sont parvenues à maturité. D'ailleurs il y a, dans chaque localité, des variétés plus particulièrement menacées : on aura soin de les rejeter.

Frêne. — Le frêne a, comme l'orme, un feuillage léger qui donne peu de couvert, son bois est presque aussi recherché que celui de l'orme. Il croît moins lentement et acquiert d'aussi grandes dimensions. Il se plaît particulièrement dans les terrains frais.

Hêtre. — Le hêtre ne convient pas à tous les pays; mais dans les régions un peu froides, et surtout dans les montagnes, il mérite d'être plus souvent employé sur les routes qu'il ne l'a été jusqu'à présent. Il vient bien dans les terrains pierreux et secs.

Chêne. — Le chêne, dont les produits se font trop longtemps attendre et que l'on trouve rarement, d'ailleurs, dans les pépinières, est cependant une essence trop précieuse pour être exclue des routes nationales. On le plante assez fréquemment sur les grandes routes de Belgique et du nord de l'Allemagne, et il ne réussirait pas moins bien, avec des soins convenables, dans les départements de France où le climat est analogue. Il devra être admis dans les pépinières de l'État dont il sera parlé ci-après.

Châtaignier. — Le châtaignier a l'inconvénient d'être un arbre fruitier, ce qui lui donne, pour les grandes routes, un désavantage marqué sur les arbres précédents; mais l'excellence de son bois, si recherché autrefois pour les constructions, ne permet pas de le rejeter. Il se plaît dans les terrains légers.

On peut aussi recommander, pour les départements du Midi, le micocoulier (*celtis australis*) indigène des montagnes de cette région, et qui mérite d'être plus employé comme arbre d'avenue qu'il ne l'a été jusqu'à présent.

Peupliers. — Quant aux essences tendres et hâtives, les peupliers de toute espèce occupent le premier rang, au moins par la rapidité de leur croissance, car ils peuvent être abattus au bout de vingt-cinq à trente ans. Ces arbres, de nature variée, sont d'un produit avantageux et viennent bien presque partout, notamment dans les lieux humides et dans les sols un peu argileux, où l'on peut les employer seuls ou les faire alterner avec les frênes.

Le peuplier d'Italie prospère même dans les terrains sablonneux, comme le prouve l'expérience faite sur une grande échelle dans le département des Landes. Sa taille élancée permet de diminuer l'espacement des sujets. Par ce dernier motif, il convient mieux que tout autre arbre pour les plantations un peu serrées qu'il y a lieu de faire quelquefois dans l'intérêt de la sûreté publique, au bord des cours d'eau, sur l'arête des grands talus de remblai, etc.

Parmi les autres espèces de peuplier, l'ipréau ou blanc de Hollande est celle qui présente le plus d'avantages. Les peupliers de la Caroline et du Canada ont

des qualités analogues, mais y joignent l'inconvénient de joncher la terre de feuilles à parenchyme épais et persistant.

Platane. — Le platane salit les routes encore davantage, par le rejet successif de son écorce, de ses fruits et de ses feuilles; mais cette essence se développe rapidement, est d'un beau port, fournit un bois assez recherché pour le charronnage, et n'est attaquée par aucun insecte. C'est un arbre qui prospère surtout dans les départements voisins de la Méditerranée, où il vient bien dans tous les terrains, pourvu qu'ils ne soient pas trop secs. Les ingénieurs de ces départements doivent se défendre toutefois de la tendance qu'ils ont à proposer exclusivement le platane et à négliger des essences plus précieuses.

Sycomore. — L'érable sycomore et l'érable plane sont encore de beaux arbres, peu difficiles sur les terrains, et dont le bois n'est guère inférieur à celui du platane.

Acacia. — L'acacia ou robinier réussit dans les terrains les plus ingrats, c'est là son principal mérite. Il a le défaut d'être très-cassant. Dans les mauvais terrains exposés aux vents violents, et dans les climats un peu froids, on pourra le remplacer par le bouleau.

Plusieurs catégories d'arbres, recommandables à certains égards, doivent être presque toujours exclues des plantations à faire sur les grandes routes, savoir :

Arbres à fruit. — 1° Les arbres à fruit, tels que les noyers et les merisiers, et à plus forte raison les pommiers. Ces arbres sont trop exposés à être mutilés par les passants, et la plupart projettent leurs branches trop horizontalement.

Arbres résineux. — 2° Les arbres résineux, qui ne conviennent pas aux plantations des routes parce qu'ils s'élargissent trop à la base et couvrent le sol, et qui sont d'ailleurs arrêtés tout court dans leur croissance verticale dès qu'ils viennent à perdre leur flèche. Cependant, dans les montagnes, on pourra admettre le mélèse, qui s'étale moins que les autres, se transplante bien et donne un bois de bonne qualité.

Tilleul, marronnier, etc. — 3° Enfin certains arbres de pur agrément et d'un mauvais produit, tels que le tilleul et le marronnier d'Inde, devront être repoussés par les ingénieurs.

Lorsqu'on renouvelle une plantation, il importe que chaque plant occupe une autre position ou soit d'une autre essence que l'arbre qu'il est destiné à remplacer.

Provenance des arbres et conditions auxquelles ils doivent satisfaire. — *Désignation des pépinières.* — L'ingénieur ne peut pas laisser à l'entrepreneur le libre choix des pépinières d'où les plants doivent être tirés. Il doit désigner lui-même, dans le devis, les pépinières les mieux famées, celles où les jeunes arbres sont l'objet de soins éclairés. Il est essentiel aussi, toutes choses égales d'ailleurs, de donner la préférence à celles où le sol a le plus d'analogie avec le terrain des routes à planter. D'un autre côté, il faut éviter, si l'on peut, de ne désigner qu'une seule pépinière; car ce serait, par le fait, anéantir la concurrence.

Dimension des plants. — La force des plants à extraire des pépinières diffère un peu selon les essences et quelquefois selon les régions. Généralement la circonférence, mesurée à 1 mètre du collet de la racine, doit être de 12 à 16 centimètres. La hauteur du fût, depuis le collet jusqu'à la couronne, peut varier de $1^m,80$ à $2^m,40$, et la hauteur totale de $2^m,30$ à $3^m,50$, suivant l'espèce des arbres et la disposition de leurs branches.

Leur âge. — Comme il peut arriver que des plants ayant les dimensions prescrites ne les aient atteintes qu'à la longue et soient des sujets mal venants, restés les derniers sur les planches, il faut ajouter à la condition de grosseur une condition d'âge. Ordinairement les peupliers bons à planter et les acacias ont de trois à cinq ans ; les frênes, les hêtres, les platanes, les sycomores, de quatre à six ans; les ormes et les chênes, de cinq à sept ans.

Comment doivent être disposées les racines et les branches. —Le plant doit être pourvu de racines nombreuses et garnies de chevelu. Celles qu'on aura été obligé de raccourcir, ou qui auront été écorchées ou meurtries au moment de l'extraction, devront être franchement coupées en biseau, de manière que cette coupe porte à plat sur la terre.

Il existe une relation intime entre les racines et les branches. Les premières (fussent-elles restées intactes) souffrent toujours de la transportation, et dès lors elles ne transmettent plus à l'arbre assez de nourriture pour suffire à la fois à la tige et aux ramifications. De là la nécessité de retrancher les branches inférieures et de raccourcir les branches latérales sans trop dégarnir toutefois la cime du jeune plant.

Exclusion des sujets étêtés. — Aucun sujet étêté ne sera reçu. L'habitude d'étêter les plants est mauvaise pour les arbres de ligne et devient un obstacle au développement utile de la végétation, en arrêtant ou gênant la croissance verticale et en provoquant des pousses parasites le long du tronc.

États d'indication. — Époque où les plantations doivent être faites. — Les états d'indication pour les plantations à effectuer pendant la campagne doivent être remis à l'entrepreneur aussitôt après la notification des crédits, c'est-à-dire d'assez bonne heure pour que les travaux puissent être généralement exécutés pendant l'automne, qui est, à tous égards, la saison la plus favorable pour les plantations. Le cahier des charges prévoit aussi des plantations à faire au printemps avant le 15 mars; mais celles-ci n'auront lieu que dans des cas exceptionnels.

Le terme fixé pour les plantations d'automne est le 15 décembre : et ce terme est de rigueur, car il ne reste pas trop de temps pour constater si les travaux sont bien exécutés, et pour recourir, s'il y a lieu, aux mesures indiquées dans l'article 21 des conditions générales.

Arrachage des arbres dans les pépinières et précautions à prendre entre l'arrachage et la plantation.— *Déplantation.*— L'arrachage des arbres à transplanter demande les plus grands soins, car c'est du bon état et de la quantité des racines que dépend principalement la réussite d'une plantation. Il est donc indispensable que cette opération soit bien surveillée.

Elle aura lieu, autant que possible, par un temps doux et humide ; il ne faut pas la faire sous l'action d'un vent desséchant. Les temps de gelée doivent être également évités. Pour procéder à l'arrachage, on fera autour de l'arbre une tranchée circulaire d'un diamètre proportionné à sa force, et qui ne devra pas être inférieur à 60 centimètres. On coupera net les portions qui dépasseront cette circonférence, puis on mettra à nu, avec précaution, le collet et le surplus des racines, que l'on conservera avec tout leur chevelu et qu'on évitera de fendre, écorcher ou blesser d'une manière quelconque.

Empaillage et transport. — Les plants, après avoir été examinés, admis provisoirement et marqués par l'agent à qui ce soin aura été confié, seront préparés pour le transport, comme il est dit dans le cahier des charges. L'arrachage et la replantation devront se suivre d'aussi près que possible, et n'être séparés que

par le temps strictement nécessaire pour la réception des arbres, l'empaillage de leurs racines et leur transport sur l'atelier. Si, pourtant, quelque raison légitime obligeait de retarder le transport, les arbres devraient être entreposés en bonne terre aussitôt après leur extraction.

Ils seront examinés de nouveau après leur arrivée sur la route, et l'on rebutera ceux qui seraient alors reconnus défectueux ou qui auraient trop souffert pendant le voyage. En attendant la plantation, il est avantageux de faire tremper les racines dans l'eau de fumier.

Ouverture des fosses. — *Temps qui doit s'écouler entre l'ouverture des fosses et la plantation.* — Il est d'usage d'ouvrir, plusieurs mois à l'avance, les fosses destinées à recevoir les jeunes arbres, parce qu'il est reconnu que l'action prolongée des agents atmosphériques sur les terres extraites est favorable à la végétation. Mais un si long aérage n'est pas indispensable, et il faut évidemment tenir compte du danger que l'ouverture des trous, quelque précaution qu'on prenne, peut offrir pour la sûreté publique. Les ingénieurs qui auront à fixer, dans chaque devis particulier, l'époque du creusement des fosses, chercheront à tout concilier; mais, en général, il ne paraît pas convenable de les ouvrir plus d'un mois avant la plantation, et cet intervalle pourra même être réduit à quinze jours aux abords des villes.

Dimension des fosses. — Les dimensions des trous peuvent et doivent varier avec l'essence des arbres et la nature des terrains. Quand les arbres sont très-pivotants, il convient de donner à l'excavation un mètre en tous sens; mais lorsque les racines tendent à s'étaler horizontalement, la profondeur doit être réduite à $0^m,70$ et même à $0^m,60$, et les dimensions horizontales peuvent être portées jusqu'à $1^m,50$. Le plus communément, les fosses pourront avoir $1^m,20$ de côté ou $1^m,44$ de superficie et $0^m,70$ de profondeur, ce qui donne un cube d'un mètre environ.

Il faudra, en outre, piocher la terre au fond du trou pour l'ameublir.

Retroussement des terres autour de l'excavation. — Pendant que les fosses restent ouvertes, les terres qui en ont été retirées doivent former tout autour des espèces de banquettes, qui suffiront, le plus souvent, pour empêcher les accidents; mais auprès des villes ou sur les routes très-fréquentées, il faudra quelquefois ajouter à cette précaution celle d'éclairer les fosses pendant la nuit, et même d'y placer des gardiens. Dans le cas prévu par le cahier des charges, où l'entrepreneur recevrait l'ordre de faire des dispositions semblables, il lui serait tenu compte des frais sur le montant de la somme à valoir.

Emprunt de terre végétale. — En empruntant de la terre végétale pour remplacer en partie la terre retirée des fosses, on peut faire réussir des plantations variées sur des routes où le sol naturel n'est pas de bonne qualité.

Cette terre végétale sera souvent fournie par les fossés ou les accotements de la route, d'où elle devra être extraite par les cantonniers. Quelquefois, la nécessité de cet amendement ne sera reconnue qu'en cours d'exécution. Par ces motifs le cahier des charges réserve à l'administration le soin de faire faire, par ses cantonniers ou par des tâcherons, les approvisionnements de terre végétale qui seront déposés à pied d'œuvre avant l'époque fixée pour la plantation, et que l'entrepreneur sera tenu d'employer comme si elle eût été retirée des fosses. C'est là la règle ordinaire, mais il sera loisible aux ingénieurs d'adopter d'autres combinaisons que les circonstances leur feraient juger préférables; par exemple, de comprendre la fourniture dont ils s'agit dans le prix de la plantation.

Plantation des arbres et remplissage des fosses. — *Nécessité de rafraîchir*

les racines. — Le premier soin qu'il faut avoir avant de procéder à la plantation est de rafraîchir les racines en recepant leurs extrémités et en supprimant toutes les parties meurtries ou desséchées. Le chevelu doit être également rafraîchi, et s'il était trop sec, il faudrait le couper entièrement ou rebuter l'arbre.

Main-d'œuvre de la plantation. — La main-d'œuvre de la plantation proprement dite est indiquée avec détail dans le cahier des charges. Elle a pour but principal de mettre en contact, avec les racines du jeune plant, la terre de la couche supérieure, qui est la plus menble et la plus riche en principes nutritifs.

Il est avantageux de former au fond du trou un lit serré de gazons, morcelés et placés racines en l'air.

Au lieu de faire couler entre les racines de l'arbre, avec la pelle et les mains, de la terre réduite en poudre fine, on se contente quelquefois de soulever la tige en la secouant légèrement ; mais cette méthode a l'inconvénient de déranger de leur position naturelle les racines trop faibles.

Les jeunes arbres doivent être plantés de manière à se trouver, après le tassement de la terre, à peu près à la même profondeur que dans la pépinière. Il y a de l'inconvénient à trop enterrer les racines.

Arrosage, — L'arrosage, sans être indispensable pour le succès de la plantation, est utile et doit être recommandé. Il devra même, si l'eau se trouve à proximité, être formellement exigé par le devis.

Drainage dans les terrains argileux. — Dans les fonds argileux, il faut empêcher, autant que possible, que l'eau ne soit retenue dans les parois de l'excavation. On pourrait alors (si cela n'entraînait pas trop de frais) recourir à une espèce de drainage, c'est-à-dire fournir aux eaux un moyen d'écoulement vers les talus ou les fossés de la route, soit par un tuyau, soit par un petit empierrement ; mais ce moyen n'est complètement efficace que lorsque la route est fortement en remblai ou bordée d'un fossé profond.

Épinage et tuteurs. — Chasse-roues. — *Garniture d'épines.* — La garniture d'épines sera toujours exigée, parce que les jeunes plants ont à se défendre partout contre la dent des animaux. On pourra se procurer de l'aubépine dans presque tous les départements ; à défaut de cette espèce, qui est la meilleure, on emploiera l'églantier ou d'autres arbustes épineux.

Tuteurs. — Les tuteurs, au contraire, ne sont pas toujours nécessaires, et comme ils coûtent assez cher, on devra en faire l'économie toutes les fois qu'elle sera possible.

La longueur totale des tuteurs, nécessairement proportionnée à la force et à la hauteur des arbres, variera de $2^{m},60$ à $3^{m},20$. Leur diamètre moyen sera de 5 à 7 centimètres. Ils devront être enfoncés en terre de $0^{m},60$ au moins.

Le chêne et le châtaignier sont les bois les plus convenables ; l'érable champêtre et l'acacia donnent aussi de bons tuteurs ; le pin, l'aulne doivent être proscrits comme n'ayant pas assez de durée : il est essentiel d'enlever l'écorce, parce que les insectes pourraient s'y loger.

Les tuteurs doivent être plantés en même temps que les arbres, pour ne pas déchirer les racines, comme cela arrive quand on les enfonce plus tard au moyen d'un pieu ferré.

Il convient de les placer du côté de la chaussée.

Les tuteurs dont il vient d'être question consistent en une perche unique : ce sont les seuls qui soient mentionnées dans le modèle de devis ; mais il y a une autre espèce de tuteurs formés de l'assemblage de trois perches reliés par plusieurs cours de lisses horizontales : cette défense, très-coûteuse, ne doit être

adoptée que lorsqu'elle est indispensable, ce qui arrive rarement aux abords ou dans l'intérieur des villes, et jamais en plaine.

Bourrelets en terre formant chasse-roue. — Les épines et les tuteurs ne suffisent pas toujours pour protéger efficacement les arbres du côté de la chaussée : dans beaucoup de cas, surtout si la route est fréquentée par de nombreuses voitures, il y a lieu de défendre chaque plant au moyen d'une pierre brute, ou mieux encore, de bourrelets en terre et gazon formant chasse-roue. Une partie des terres restant en excès après la plantation sera naturellement employée à la confection de ces bourrelets, qui peut-être confiée soit à l'entrepreneur, soit aux cantonniers de la route. Ils ne produiront aucun effet disgracieux, si l'on a soin de leur donner des dimensions uniformes, de les dresser proprement et de les aligner.

Travaux d'entretien. — Les travaux d'entretien que l'entrepreneur doit exécuter pendant la durée de la garantie consistent principalement en labours, arrosages, échenillages, ébourgeonnement et taille des jeunes arbres.

Binages ou labours. — Les deux binages ou labours annuels doivent se faire, en général, le premier, au mois de mars ou d'avril, le second, au mois de novembre : ils doivent être exécutés sur une superficie au moins égale à celle du trou de plantation.

Arrosages. — Les arrosages contribuent à la bonne venue des arbres : l'entrepreneur devra faire exécuter à ses frais tous ceux qu'il jugera lui-même nécessaires.

Partout où la proximité d'un cours d'eau ou de fontaines publiques permettra d'introduire un prix pour l'arrosage dans les sous-détails du projet, les ingénieurs ne manqueront pas d'insérer dans le devis une disposition qui rende cette opération obligatoire ; il sera bien de fixer le nombre des arrosages annuels, aussi bien que la quantité d'eau à employer chaque fois.

Échenillages. — Il faudra tenir la main à l'exécution des échenillages, non-seulement dans l'intérêt des arbres de la plantation, mais aussi dans l'intérêt général : car il existe une loi sur cet objet, et il appartient à l'administration de donner l'exemple.

Taille et ébourgeonnement. — La taille des arbres, ordinairement négligée ou livrée à des mains inhabiles, doit être conduite de manière à faire acquérir aux arbres de belles dimensions en grosseur et en hauteur. C'est un art dont il n'y a pas lieu de développer ici les principes ; on se contentera d'en rappeler deux qui sont importants, savoir : que la partie branchue d'un arbre doit occuper le tiers environ de sa hauteur totale, et que l'on doit répartir les branches le plus symétriquement possible autour de la flèche, qui doit toujours dominer.

Les branches latérales, disposées à s'emporter et à absorber une trop grande quantité de nourriture, et celles qui s'étendent horizontalement, doivent être coupées d'abord à quelque distance du tronc (15 ou 20 centimètres) et ensuite retranchées tout à fait.

Les ébourgeonnements compléteront l'effet de la taille en supprimant, au moment même où elles se forment, les pousses qui naissent sur le tronc et à ses dépens.

Invitation de consulter MM. les inspecteurs des forêts. — En terminant cette partie technique de l'instruction, dans laquelle il n'a pas été possible de tout prévoir, on recommande de nouveau à MM. les ingénieurs de se mettre en rapport avec MM. les inspecteurs des forêts de leurs départements respectifs pour se con-

certer avec eux, soit sur le choix des arbres, soit sur les précautions particulières que chaque essence et chaque terrain peuvent exiger.

INSTRUCTION DU 9 AOUT 1852 SUR L'ENTRETIEN DES PLANTATIONS

L'entretien des plantations a deux objets distincts :

1° Les soins à donner aux arbres ;

2° Le remplacement de ceux qui viennent à mourir.

1° Soins à donner aux arbres. — Par une instruction en date du 17 juin 1851, on a déjà indiqué les soins à donner aux arbres pendant les premières années de la plantation ; on rappellera sommairement en quoi ils consistent ; puis on entrera, pour chaque genre de travail, dans quelques détails relatifs aux soins généraux qu'exigent les plantations de tout âge.

Binages ou labours. — Deux binages ou labours annuels seront faits pendant les premières années de la plantation : le premier, au mois de mars ou d'avril, le second au mois de novembre ; on les exécutera sur une superficie au moins égale à celle du trou de plantation, mais en ayant soin de ne pas offenser les racines qui pourraient glisser à la surface du sol.

Ces labours seront continués jusqu'à ce que l'arbre ait environ dix ans de plantation ; toutefois, à partir de la troisième ou de la quatrième année, on pourra se contenter d'un seul labour fait au mois de mars.

Dans les terrains humides, quand l'arbre offre une belle croissance, on cesse, sans inconvénient, le binage même avant la dixième année ; mais, si les terrains sont secs, s'ils sont glaiseux et forment facilement une croûte dure à la surface par les temps chauds, il est indispensable de prolonger les labours.

Arrosages. — Les arrosages sont recommandés par l'instruction de 1851 ; ils sont, en effet très-utiles à la bonne venue des arbres dans leurs premières années ; mais ils sont souvent difficiles sur les routes, ou du moins ils entraîneraient à des dépenses trop considérables ; d'ailleurs, l'arbre en croissant, jette des racines plus profondes et risque moins d'être atteint par la sécheresse.

Cependant il est un soin que l'on peut prendre ; il consiste à pratiquer, sur la partie de l'accotement la plus rapprochée de la plantation, de petites rigoles qui aboutissent au pied de l'arbre et y conduisent les eaux de pluie ; ces dépressions peu sensibles ne gênent pas la circulation des voitures ; elles recueillent les eaux qui coulent sur l'accotement et viennent ainsi entretenir l'humidité autour des racines.

Échenillage. — L'échenillage doit être fait, non-seulement dans l'intérêt de l'arbre, mais aussi dans l'intérêt général ; et il appartient à l'administration de donner l'exemple, en se conformant à la loi qui le prescrit.

Du reste, quel que soit l'âge de l'arbre, l'échenillage doit toujours être fait avec soin : les plantations souffrent beaucoup quand on laisse dévorer leurs feuilles par les chenilles.

Ébourgeonnement et taille. — On a fait remarquer dans l'instruction de 1851, que la taille des arbres forestiers, ordinairement négligée ou livrée à des mains inhabiles, doit être conduite de manière à faire acquérir aux arbres de belles dimensions en hauteur et en grosseur : on y rappelait combien il est important de laisser aux jeunes arbres une belle tête, et on fixait au tiers environ de la hau-

teur totale la partie où il convient de conserver des branches : on ajoutait qu'il fallait répartir les branches le plus symétriquement possible autour de la flèche qui doit toujours dominer ; que les branches latérales disposées à s'emporter e à absorber une trop grande quantité de nourriture, et celles qui s'étendent horizontalement doivent être coupées, d'abord, à quelque distance du tronc (15 à 20 centimètres), et ensuite retranchées tout à fait.

Enfin, on prescrivait les ébourgeonnements, qui complètent l'effet de la taille en supprimant, au moment où elles se forment, les pousses qui naissent sur le tronc et à ses dépens.

A ces principes généraux, il convient d'ajouter quelques détails qui s'appliqueront surtout aux arbres qui ont déjà quelques années de plantation.

L'ébourgeonnement doit être continué tant qu'il se présente des pousses autour du tronc ; mais, quand l'arbre a pris de la force, quand surtout on lui a réservé une tête suffisante, toute la sève se porte vers les branches, et les bourgeons ne se présentent plus ; si on en remarque quelquefois sur des arbres déjà âgés, c'est une preuve que ces arbres sont mal dirigés et qu'on ne laisse pas assez de branches à la tête.

La taille, dans les premières années, a une très-grande importance : éviter les doubles cimes, retrancher les gourmands, enlever les branches qui prennent une mauvaise direction, celles qui, par leur force, tendent à empêcher la branche maîtresse de s'élever verticalement ; tels sont, comme on l'a déjà dit, les principaux soins qu'exige la taille des arbres forestiers.

La taille doit avoir lieu tous les ans ; toutefois, quand l'arbre a pris une certaine force, quand il a dix ans de plantation environ, elle peut se réduire à la surveillance de la cime, qu'il importe d'empêcher de se bifurquer.

Élagage. — Mais, à cette époque de la vie de l'arbre, on doit se livrer à une autre opération, c'est l'élagage : l'arbre a acquis assez de force pour que de temps à autre on lui retranche les couronnes inférieures. Cet opération peut se faire tous les trois ans.

L'enlèvement des couronnes inférieures doit s'effectuer de manière que la partie garnie de branches soit toujours comme dans les premières années, du tiers à la moitié de la hauteur totale de l'arbre ; il faut, d'ailleurs, retrancher des branches dans les couronnes supérieures, lorsque ces branches sont trop nombreuses, ce que l'on reconnaît facilement quand le corps de l'arbre présente une différence notable de grosseur pris au-dessous et au-dessus d'une couronne.

Comme pour la taille, il ne faut pas, en élaguant, couper les branches trop près du corps de l'arbre ; en retranchant la branche contre le tronc, il en résulte souvent des pourritures qui, recouvertes par l'écorce, forment par la suite, dans les bois, des nœuds vicieux.

Écorchures. — L'entretien d'une plantation exige encore quelques autres soins, et on doit dire un mot des arbres qui reçoivent des chocs, attendu que ceux qui se trouvent dans ce cas sont assez nombreux sur le bord des routes.

L'écorce, lorsqu'elle a été meurtrie et qu'elle n'adhère plus au corps de l'arbre, doit être enlevée ; il faut ensuite aviver, en le taillant, le rebord de l'écorce non altérée, de manière que les bourrelets qui doivent fermer la plaie puissent se former facilement et venir se rattacher sur le bois sans recouvrir des parcelles pourries de la première écorce.

Il faut aussi avoir le soin de protéger le bois mis à l'air contre l'action de la sécheresse, et on peut le faire utilement en recouvrant la partie écorchée de terre

glaise mêlée de bouse de vache, ou de toute autre matière analogue que l'on maintient, au besoin, au moyen d'un morceau de toile grossière.

Arbres dépérissants. — Les soins à donner aux accidents produits par les chocs ne sont pas les seuls nécessaires : souvent plantés dans un sol dépourvu de sucs nutritifs, on voit les arbres languir ; c'est alors qu'il importe surtout d'amener à leurs pieds les eaux de la route, attendu qu'elles sont toujours chargées de parcelles d'engrais. On peut aussi prescrire aux cantonniers de ramasser sur la route le fumier qu'y laissent les chevaux, pour le placer au pied des arbres, quand ils labourent le sol.

Maladie de l'écorce. — Les insectes qui viennent se loger entre l'écorce et le bois sont souvent cause de maladies pour les arbres, surtout pour ceux dont la surface rugueuse présente à ces insectes plus de moyens de se loger. Ce sont principalement les ormes qui sont sujets à ce genre de maladie : enlever la partie supérieure de l'écorce sous laquelle les insectes sont venus se placer est le seul moyen d'empêcher l'arbre de périr. On a proposé d'ailleurs de recouvrir les parties où l'on a gratté l'écorce d'un enduit bitumineux : ce serait un soin peut-être trop minutieux pour les plantations des routes, mais il peut cependant être pris pour les abords des villes, où les routes sont de véritables promenades dont les plantations font l'ornement.

Manière d'exécuter les travaux. — Tous les travaux que l'on vient d'indiquer doivent être faits avec soin par des ouvriers expérimentés ; en général, il est peu de contrées en France où l'élagage soit exécuté avec l'intelligence nécessaire ; les ingénieurs et les conducteurs seront par suite conduits à former eux-mêmes des ouvriers d'après les principes que l'on vient d'indiquer : c'est assez dire que ces travaux délicats ne peuvent être exécutés qu'en régie et qu'ils exigent une grande surveillance.

Les cantonniers des routes seraient utilement employés à ces travaux, ou au moins on pourrait les confier à ceux de ces ouvriers qui feraient preuve d'intelligence. Ce sont aussi les cantonniers qui auront à faire les labours annuels : ce doit encore être à eux à prendre le soin d'entretenir les épinages et de replacer ou de renouveler les tuteurs quand c'est nécessaire.

2° **Remplacement des arbres qui viennent à mourir.** — Le remplacement des arbres qui viennent à mourir doit se faire sans retard, afin de laisser le moins de différence d'âge possible entre les arbres et d'avoir, par suite, plus de régularité dans la plantation. D'un autre côté, les jeunes arbres plantés au milieu d'arbres âgés sont souvent gênés par les branches de ces derniers, qui ne laissent arriver ni l'air ni le soleil ; afin d'éviter ces inconvénients, on doit remplacer immédiatement les arbres morts.

Pour effectuer ces remplacements on peut :

Ou faire la plantation en régie ;

Ou la confier à un entrepreneur spécial ;

Ou enfin, en charger, dans certains cas, l'entrepreneur des entretiens de la route.

De ces trois méthodes, en usage dans divers départements, les deux premières assurent seules un bon choix de sujets : elles doivent donc être préférées, sans exclure toutefois les renouvellements confiés à l'entrepreneur des entretiens de la route dans les localités où on a obtenu ainsi de bons résultats.

Plantation en régie. — Quand les remplacements se feront en régie, il va sans dire que les ingénieurs doivent se conformer, pour le choix des sujets et les soins à prendre lors de leur plantation, aux prescriptions de l'instruction de 1851 ; nous n'avons donc rien à ajouter ici.

Remplacements effectués par des entrepreneurs spéciaux. — Si les plantations sont assez nombreuses dans un département pour que les remplacements puissent faire l'objet d'une entreprise spéciale, les conditions auxquelles il convient de passer l'adjudication de cette entreprise doivent être celles du cahier des charges préparé pour les plantations neuves, en retirant toutefois du devis ce qui a rapport à la disposition à adopter pour les plantations, puisqu'il ne s'agit que de renouvellements.

Cette méthode, du reste, entraîne à des dépenses assez considérables : on comprend en effet qu'un entrepreneur ne puisse se charger du renouvellement d'arbres en petit nombre, dispersés sur une grande étendue de terrain, et de la surveillance de ces arbres, que sous la condition d'être largement payé des faux frais auxquels il est exposé.

Remplacement par les entrepreneurs de l'entretien de la route. — Le remplacement des arbres, quand on le confie aux entrepreneurs de la route, est quelquefois assez mal fait, attendu que ces entrepreneurs ont recours, le plus souvent, à des sous-traitants, pour un genre de travail qui ne rentre pas dans leur spécialité. Il est cependant quelques départements où l'on a introduit dans les séries de l'entretien des routes des prix pour les arbres à remplacer, et où l'on est satisfait de cette marche : alors elle peut être continuée, mais les ingénieurs auront à porter un soin scrupuleux à l'examen des sujets fournis; ils devront insérer au devis d'entretien de la route la condition formelle que l'entrepreneur *sera soumis à toutes les prescriptions du devis modèle pour les plantations neuves :* on en excepterait toutefois ce qui se rapporte à la garantie, dont il importe de réduire la durée, pour la dernière année du bail, à celle fixée pour les travaux, afin d'éviter la confusion qui résulterait de deux entreprises enchevêtrées l'une sur l'autre, et de ne pas compliquer la comptabilité, comme cela aurait lieu si on ne soldait pas l'entrepreneur en une seule fois ; cette réduction du délai de garantie présente du reste peu d'inconvénient, parce qu'elle s'applique à une seule année du bail et à un petit nombre d'arbres.

Convenance de créer des pépinières. — Il résulte de ce qui précède que la méthode à préférer pour les remplacements consiste à les faire en régie : nul doute que cette méthode ne doive être toujours employée quand l'administration possède des pépinières, et on est conduit alors à conseiller aux ingénieurs d'en créer, de manière à obtenir des plants de bonne qualité et à bon marché.

On pourrait affecter à l'établissement de ces pépinières une foule de terrains non utilisés sur le bord des routes : tels que de petits excédants, des parties de routes abandonnées par suite de redressements, des portions de routes très-larges, quelquefois même le pied de grands talus en remblais. Ces pépinières, placées sous la garde des cantonniers et cultivées par ces ouvriers, seraient réparties sur un grand nombre de points et fourniraient le plant, pour ainsi dire, à pied d'œuvre, sans frais notables de transport.

Statistique annuelle des plantations. — L'administration supérieure qui donne une attention toute spéciale aux plantations des routes doit être tenue au courant de la situation de ces plantations ; il convient donc que MM. les ingénieurs, dans chaque arrondissement, consignent sur un registre les faits principaux qui se rapportent à cette partie du service.

Des extraits de ce registre devront être adressés le 1er juin à l'ingénieur en chef; ce chef de service, après les avoir résumés par route, en formera un tableau récapitulatif qui devra parvenir à l'administration supérieure du 15 au 30 juin; on devra d'ailleurs, par des observations insérées à ce tableau, justifier

les lacunes que présentent les plantations, et proposer des mesures pour les faire disparaître.

Remise au domaine des produits de l'élagage et des arbres morts. — On sait que les produits de l'élagage doivent être remis à la régie du domaine pour être vendus par ses soins; il s'est élevé souvent des difficultés relativement à l'imputation des dépenses que nécessitent la coupe et la préparation des bois. Dans différentes circonstances, on avait demandé que les frais d'élagage fussent prélevés sur le produit de la vente, mais M. le ministre des finances n'a pas admis cette mesure : les frais d'élagage, d'enliassement et autres frais, jusqu'au moment de la vente, doivent donc rester à la charge du budget des travaux publics. Il faut toutefois les réduire autant que possible : ainsi, il arrive qu'on peut se dispenser de fagoter les bois, que l'on vend alors à l'état de ramiers. Dans ce cas, les branches sont réunies en tas, de distance en distance, et on les remet au domaine par partie, pour éviter qu'elles ne restent sur la route trop longtemps; les remises peuvent se faire par kilomètre ou par territoire de commune.

Aux abords des villes et des villages, pour prévenir les vols, il convient d'obtenir des propriétaires riverains l'autorisation de réunir les bois dans des propriétés closes : en plaine, les cantonniers doivent exercer une surveillance active pour la conservation des produits jusqu'au moment de la vente.

Les arbres morts, ceux qui dépérissent ou ont atteint leur dernier degré de croissance, doivent aussi être remis au domaine; quand ces arbres ont de faibles dimensions, ils sont arrachés par les ouvriers qui font les remplacements, et, autant que possible, on fait la remise des bois en même temps que celle des produits de l'élagage.

Si, au contraire, il s'agit d'arbres déjà âgés, les ingénieurs marqueront à l'avance tous ceux à abattre, ils en feront la remise sur pied au domaine en indiquant les conditions imposées à l'acquéreur dans l'intérêt de la circulation, de la sûreté publique, de la conservation des arbres voisins et même des ouvrages dépendant de la route; puis ils devront surveiller, de la part des adjudicataires chargés de l'abatage, la stricte exécution de ces conditions.

En terminant cette instruction, on doit engager les ingénieurs à faire garder soigneusement les plantations : les riverains les trouvent souvent gênantes pour leurs propriétés, et il en est de mal intentionnés qui cherchent à faire mourir les arbres; les conducteurs, les piqueurs et surtout les cantonniers doivent donc veiller assidûment à la conservation des plantations, afin de prévenir les délits qui auraient pour résultat de faire périr ou de mutiler les arbres.

CASSIS ET AQUEDUCS.

On désigne sous le nom de cassis les cuvettes ménagées à la surface de la chaussée dans le sens transversal pour l'écoulement des eaux; on les trouve surtout dans les côtes, lorsqu'il s'agit de se débarrasser des eaux que recueille le fossé adossé au talus de déblai. Cette nécessité de faire passer les eaux d'un côté de la route à l'autre se rencontre souvent, même en dehors des ruisseaux naturels dont il faut assurer l'écoulement.

Autrefois, cet écoulement se faisait à ciel ouvert au moyen de cassis, généralement à revers pavés, dirigés normalement à la direction de la route ou dans un sens plus ou moins incliné, de manière à moins gêner le roulage et à obtenir

une pente convenable. La figure 2 de la planche XI représente un cassis pavé; il y a deux types, l'un avec mur de chute à l'aval, et l'eau s'échappe alors en cascade, l'autre avec perré à l'aval, le perré forme un caniveau incliné dont la cuvette conduit l'eau au pied du talus.

Le cassis que représente la figure susdite est à profil courbe; cela vaut mieux qu'un profil formé de deux lignes brisées, car on évite le changement brusque de direction et par suite le choc.

Quoi qu'il en soit, le cassis ne doit plus se rencontrer maintenant qu'à l'état exceptionnel, et il faut recourir à des aqueducs pour écouler les eaux.

La première chose à déterminer dans un aqueduc, c'est la section transversale nécessaire; il convient dans tous les cas d'examiner avec soin cette question afin de ne pas commettre de bévues; en général, les eaux sont amenées par un ruisseau naturel dont on peut relever des profils en travers; la section de l'aqueduc devra être au moins égale à la plus grande section mouillée du ruisseau.

Ceci posé, nous ne parlerons pas des ponceaux ou aqueducs voûtés dont l'ouverture dépasse 1 mètre, car ce sont de véritables ponts de petite dimension dont l'étude sera mieux placée dans le cours même de ponts.

Lorsqu'il ne s'agit que d'écouler un mince filet d'eau, les gros tuyaux de drainage en terre cuite seront souvent d'un bon emploi; on peut même en accoler plusieurs files parallèles de manière à réaliser une surface notable d'écoulement. Ces tuyaux doivent être posés sur un sol incompressible; le mieux sera donc de leur établir comme fondation une bonne couche de sable pilonnée. — Pour que les eaux n'attaquent pas cette couche de sable à la bouche d'amont comme à la bouche d'aval, il conviendra de les protéger par un corroi en terre franche ou en argile recouvert d'un perré ou d'un gazonnement si c'est nécessaire.

En général, c'est par les têtes que les aqueducs périssent; c'est donc la fondation des têtes qu'il faut construire avec le plus grand soin. On y augmente les dimensions de cette fondation et on les descend plus profondément, de manière à constituer ce qu'on appelle un mur de garde. Nous allons en voir divers exemples.

La figure 2 de la planche XI représente un aqueduc à section carrée de 1 mètre de côté. Il est établi sur une fondation en béton de $0^m,40$ d'épaisseur avec des pieds-droits de $0^m,60$ qui supportent des dalles de $1^m,30$: un pareil ouvrage ne peut être établi économiquement que dans un pays où la pierre de taille est commune; il va sans dire que l'on doit simplement dégrossir les blocs, et se contenter de leur donner des dimensions suffisantes sans chercher à faire du luxe. Dans certains cas, on arrive à faire à très-bon marché des constructions de ce genre. Le modèle dont il s'agit est à murs en retour, c'est-à-dire que les têtes de l'aqueduc proprement dit sont protégées par des murs parallèles à l'axe longitudinal de la route, ou retournés d'équerre sur la direction de l'aqueduc.

A la rigueur, lorsqu'on manque de dalles, on peut établir sur les pieds-droits un plancher en charpente; mais, on n'a qu'un ouvrage provisoire au lieu d'un ouvrage définitif. Cependant, au point de vue économique, la solution doit être acceptée lorsqu'on a le bois sous la main et à bon marché (fig. 3).

On peut même construire ainsi des aqueducs tout en bois, analogues aux buses d'écoulement dont on se sert pour les irrigations.

La figure 4 de la même planche représente un autre type d'aqueduc avec

dalles de recouvrement; les têtes se prolongent et se terminent par des rampants, inclinés comme le talus, ce système convient surtout pour les remblais élevés; on a réduit la portée des dalles à $0^m,70$.

Dans le cas où on ne dispose pas de dalles assez longues pour la portée voulue, rien n'empêche d'accoler deux ou plusieurs aqueducs égaux, séparés par des piles, comme le montre la figure 6.

Il arrive souvent qu'on a recours pour protéger les têtes des aqueducs à des murs en aile, c'est-à-dire à des murs qui sont à la fois inclinés sur la verticale et inclinés sur l'axe du ruisseau, de manière à former une embouchure évasée à partir de la tête de l'aqueduc. Cette disposition est rarement indispensable pour de petits aqueducs ; nous l'étudierons dans le *Cours de ponts* ; elle donne lieu à une certaine sujétion dans la construction.

Nous n'en dirons pas davantage sur les aqueducs à section carrée ou rectangulaire; ce qui précède suffit bien à en faire comprendre les diverses variétés. Lorsque leurs dimensions deviennent très-petites, on se contente de les constituer avec quatre pierres plates, l'une formant le radier, deux autres les pieds-droits et une quatrième le recouvrement; mais, on aura quelque chose de plus solide encore avec une section triangulaire formée de trois pierres plates, l'une servant de radier et les deux autres arc-boutées à leur sommet.

Ce qu'il faut rechercher dans les aqueducs, c'est la simplicité et l'économie ; ce qu'il faut éviter c'est le luxe et la complication, qui entraînent un excès de dépenses.

C'est pourquoi nous pensons qu'on ne doit recourir qu'à la dernière extrémité aux aqueducs voûtés du genre de celui que représente la figure 7 de la planche XI. Cela devient de véritables petits ponts exigeant un appareil spécial, un cintre et des culées. Cependant, on est bien forcé d'y recourir quelquefois, lorsque les dalles font défaut et qu'il s'agit d'obtenir un débouché notable.

La section la plus favorable à l'écoulement des eaux, c'est, comme on le sait, la section circulaire qui donne la plus grande surface pour le moindre contour.

Autrefois, on n'avait guère recours à la forme circulaire. On se servait bien quelquefois de tuyaux en fonte, placés sur un terrain ou sur une fondation incompressible ; mais la fonte coûte cher et on n'en trouve pas partout, de sorte qu'on ne construisait des aqueducs de ce genre que lorsqu'on voulait ménager la hauteur du remblai. En accolant plusieurs files de tuyaux, on arrive à obtenir tel débouché que l'on veut.

Aujourd'hui, d'autres substances que la fonte servent à construire des tubes fort résistants, même d'un grand diamètre. Les tuyaux en terre cuite de $0^m,30$, $0^m,40$ de diamètre peuvent déjà rendre de bons services, mais ils ne sont pas toujours assez résistants et il faut leur préférer les tuyaux en ciment, ou en béton de ciment et sable. Il en existe bien des spécimens, et on en trouve à peu près partout à assez bon compte.

Les figures 8 de la planche XI représentent quelques-uns des types construits en béton de ciment de la porte de France par MM. Delune et C[ie] à Grenoble.

Lorsqu'il n'existe point de fabricants dans les environs du travail, on peut très-bien fabriquer ses tuyaux sur place, en préparant une forme demi-cylindrique sur laquelle on applique un bon mortier de ciment de portland avec l'épaisseur voulue par le diamètre ; dans cette forme, on constitue la moitié inférieure du tuyau, on place dans cette moitié un cintre cylindrique en bois ayant le dia-

mètre intérieur du tuyau et on achève celui-ci en appliquant le mortier de ciment sur le cintre.

Mais, lorsqu'on a recours à ce système et qu'il s'agit de construire un aqueduc d'une certaine dimension, mieux vaut encore recourir à de la maçonnerie de briques et de mortier de ciment. Jusqu'à 1 mètre et même $1^m,50$ de diamètre, une seule épaisseur de brique, c'est-à-dire $0^m,11$, suffit pour la résistance. On établit au fond de la tranchée une forme en sable que l'on pilonne et que l'on creuse de manière à ce qu'elle épouse le cylindre extérieur du tuyau futur; sur ce cintre en sable renversé on construit la moitié inférieure du tuyau; dans cette moitié on place un bout de cintre cylindrique sur lequel on construit la moitié supérieure du tuyau. Quand c'est fini, on tire un peu le cintre pour achever la portion suivante du tuyau, et, ainsi de suite progressivement. Il est inutile d'attendre la prise puisque l'on se sert de mortier de ciment.

Un pareil système réussit parfaitement; il charge très-peu le terrain, et, à moins qu'on ne soit sur de la vase, la petite couche de sable suffit bien comme fondation.

Veut-on ménager des regards de place en place sur l'aqueduc, on laisse des joints longitudinaux et transversaux libres sur une certaine longueur, de manière à former une calotte cylindrique amovible; rien n'empêche même de placer à la base de cette calotte des briques en long formant comme des oreilles par lesquelles on peut saisir le couvercle.

Nous recommandons ce système qui nous a bien réussi.

Lorsqu'on manque de hauteur sous un remblai et que cependant il faut établir un aqueduc débitant un certain volume d'eau; on creuse le sol, on établit l'aqueduc en contre-bas et on le limite, à l'amont comme à l'aval, à un puisard: l'ensemble des deux puisards et de l'aqueduc forme un siphon par où l'eau s'écoule, grâce à la vitesse d'écoulement qui résulte de la différence entre le niveau de l'eau à l'amont et le niveau de l'eau à l'aval.

FIN

MANUEL

DE L'INGÉNIEUR

DES PONTS ET CHAUSSÉES

RÉDIGÉ

CONFORMÉMENT AU PROGRAMME

ANNEXÉ AU DÉCRET DU 7 MARS 1868

RÉGLAN L'ADMISSION DES CONDUCTEURS DES PONTS ET CHAUSSÉES
AU GRADE D'INGÉNIEUR

PAR

A. DEBAUVE

INGÉNIEUR DES PONTS ET CHAUSSÉES

10e FASCICULE

Ponts en maçonnerie

PARIS

DUNOD, ÉDITEUR

LIBRAIRE DES CORPS DES PONTS ET CHAUSSÉES ET DES MINES

49, QUAI DES AUGUSTINS, 49

1873

PARIS. — IMP. SIMON RAÇON ET COMP., RUE D'ERFURTH, 1

PROGRAMME

PONTS EN MAÇONNERIE

1. Questions préliminaires. — Choix de l'emplacement d'un pont. — Débouché. — Hauteur et largeur des arches ou travées. — Largeur du pont entre les têtes.

2. Ponts et viaducs en maçonnerie. — Diverses formes de voûtes. — Tracé de la courbe des pressions. — Conditions de stabilité des voûtes, en tenant compte de la résistance des matériaux; détermination de l'épaisseur à la clef, de l'épaisseur des culées et des piles.

Construction des culées et des piles; forme des avant-becs.

Construction des arches en pierre de taille, en moellons ou meulières, en briques. — Tassement des voûtes; courbe de pose. — Appareil des voûtes et des têtes. — Chapes; écoulement des eaux. — Profils de la voie; trottoirs, parapets.

Cintres retroussés, cintres fixes. — Levage des cintres. — Déformations éprouvées par les cintres aux divers degrés d'avancement de la construction. — Différents procédés de décintrement.

Abords des ponts; murs en aile, murs en retour. — Chemins de halage sous les ponts.

TABLE DES MATIÈRES

CHAPITRE IV.

Description des principaux types de ponts en maçonnerie.

Grands ponts d'une seule arche.

Ponts à plusieurs arches.

CHAPITRE V.

Généralités sur les éléments des ponts. Cintres. Décintrement.

Cintres.

Décintrement.

Appendice.

PONTS
EN MAÇONNERIE

CHAPITRE PREMIER

QUESTIONS PRÉLIMINAIRES

Des diverses natures de ponts. — Les voies de communication doivent autant que possible se développer à la surface du sol et en épouser le relief, sans quoi elles entraînent des dépenses considérables en remblais et en déblais ; mais, il faut évidemment leur faire traverser les rivières sur des ouvrages spéciaux, qui sont les ponts proprements dits.

Les vallées sèches, c'est-à-dire celles que ne suit aucun cours d'eau, et les vallées profondes dont le thalweg n'est occupé que par un faible ruisseau, sont presque toujours traversées au moyen de remblais en terre portant à leur base de petits aqueducs ; mais, lorsque la hauteur du remblai atteint une certaine limite, il devient avantageux de supporter la voie sur un ouvrage en maçonnerie, formé d'une série d'arcades, que l'on appelle un viaduc (de *via*, voie, et *ducere*, conduire).

Les ponts et les viaducs sont donc des ouvrages analogues. On réserve en général le nom de ponts aux ouvrages qui, sur la plus grande partie de leur longueur, sont superposés à un cours d'eau, et le nom de viaducs aux ouvrages qui traversent des vallées sèches ou qui sont superposées à des cours d'eau d'une faible largeur relative.

Les vallées qu'occupent les grands cours d'eau sont généralement larges et ouvertes ; au contraire les vallées sèches, les vallées secondaires sont étroites et profondes. Il en résulte que, dans les ponts, la hauteur de l'ouvrage est relativement faible par rapport à sa longueur, tandis que, dans les viaducs, la hauteur est une fraction notable de la longueur, quelquefois même elle lui est égale ou supérieure.

Voilà donc les ponts et les viaducs bien définis.

On distingue en outre le pont canal et le pont aqueduc, suivant que le pont supporte soit un canal de navigation soit une conduite d'eau. Nous aurons lieu de revenir sur ce genre d'ouvrages dans le cours de navigation.

Pour rendre plus facile l'étude des ponts en général, nous les diviserons, comme c'est l'habitude, en cinq classes distinctes :

1° Les ponts en maçonnerie, composés d'une série de voûtes ou arches reposant sur une série de supports ; les supports intermédiaires prennent le nom de piles, et les supports extrêmes celui de culées ;

2° Les ponts en charpente, composés de plusieurs cours de fermes en bois placés parallèlement les uns aux autres, et reposant sur une série de supports. On appelle travée la partie de l'ouvrage comprise entre deux supports consécutifs ; et les supports eux-mêmes prennent le nom de palées lorsqu'ils sont en charpente ;

3° Les ponts métalliques, en fonte, fer ou acier, qui depuis un siècle ont pris un développement considérable et dont il existe de nombreuses variétés;

4° Les ponts suspendus, composés d'un tablier en bois, soutenu par des tiges verticales ou inclinées, lesquelles sont elles-mêmes rattachées à des câbles qui traversent la vallée et dont les extrémités sont solidement maintenues par des massifs de maçonnerie. Les ponts suspendus qui, vers 1830, ont joui d'une faveur considérable, étaient depuis tombés en discrédit : ils semblent vouloir reprendre faveur grâce aux perfectionnements dont on les a dotés aux États-Unis d'Amérique ;

5° Les ponts mobiles en général, tels que ponts-levis, ponts tournants, ponts roulants, appropriés à des usages spéciaux : on les rencontre dans les places fortes et dans les ports de mer à l'entrée des bassins et écluses.

Mais les voies de communication n'ont pas seulement à traverser des vallées ; à côté de la vallée, il y a toujours la montagne qu'il faut contourner toutes les fois qu'on le peut. Malheureusement, la chose devient fréquemment impossible lorsqu'il s'agit d'une voie perfectionnée comme un chemin de fer ou un canal, et alors on se voit forcé de percer la montagne par un souterrain ou tunnel.

L'étude des tunnels est donc corrélative de celle des ponts ; c'est elle qui constituera la sixième et dernière partie du présent ouvrage.

Historique des ponts. — « Aussitôt, dit Gauthey, que la population s'est étendue dans un pays, les hommes ont cherché à communiquer entre eux, malgré les obstacles que leur opposaient les grandes rivières. Il est vraisemblable qu'ils les ont traversées longtemps avec des radeaux ou des bateaux. Mais, des arbres couchés sur un ruisseau ayant offert des facilités pour le franchir, ont pu faire naître l'idée d'appliquer ce moyen à traverser les fleuves, en enfonçant dans leur lit des pieux placés à divers intervalles ou en bâtissant des piliers destinés à soutenir, de distance en distance, les arbres qui devaient établir la communication.

« Le peu de durée d'une construction de cette espèce engagea sans doute à tâcher d'employer des matériaux plus susceptibles que le bois de résister aux causes de destruction auxquelles ils se trouvaient exposés. Cependant l'on voit par les anciens monuments que l'Égypte et la Grèce offrent en grand nombre, qu'il s'écoula un temps assez long avant qu'on parvînt à construire des voûtes. Ainsi les intervalles entre les différents points d'appui, sur lesquels on faisait reposer le pont, ont d'abord été peu considérables, et les planchers presque toujours faits en bois, ou composés, à la manière des Égyptiens, de longues pierres soutenues par des piliers à des distances convenables. Le pont élevé par

Sémiramis, à Babylone, était, suivant quelques historiens, construit de cette manière. »

Hérodote prétend que Ménès, un des premiers souverains de l'Égypte, avait fait bâtir un pont sur le Nil. L'histoire fait mention de plusieurs grands ponts bâtis par différents souverains, tels que Darius, Xerxès, Pyrrhus ; mais elle ne nous a point transmis les dimensions de ces ouvrages.

Suivant le colonel Émy, le premier pont qu'on vit à Rome, sur le Tibre, fut celui de Sublicius, que l'action courageuse d'Horatius Coclès a rendu célèbre ; il était en charpente, et avait été bâti au pied du mont Aventin, sous le règne d'Ancus Martius, quatrième roi de Rome, mort 616 ans avant J.-C. — Denys d'Halicarnasse affirme qu'il avait été construit aux frais des premiers chefs de la religion, à cause de la nécessité où ils étaient d'aller exercer leur ministère de l'un et de l'autre côté du Tibre, ce qui les fit appeler pontifes, c'est-à-dire faiseurs de ponts. C'est en 507 avant J.-C. qu'il fut rompu pendant qu'Horatius Coclès en défendait le passage contre Porsenna.

L'antiquité nous parle encore du grand pont que César jeta sur le Rhin pour pénétrer en Germanie ; on le trouve exactement décrit dans les *Commentaires* de cet illustre capitaine. Nous le retrouverons dans la section des ponts en charpente ; il fut construit en dix jours et servit au passage de l'armée.

Il parait qu'il existe encore des restes, près de Nicopolis de Thrace, du pont construit par Trajan sur le Danube ; Trajan s'en servit pour aller combattre les Daces ; l'empereur Adrien le fit détruire pour arrêter les progrés de l'invasion des barbares.

L'immense majorité des ponts anciens et même de ceux du moyen âge fut donc construite en charpente. Les ponts en maçonnerie n'apparurent que lorsqu'on eut appris à construire des voûtes de quelque dimension. Dans son traité d'architecture, M. Reynaud cite une voûte trouvée à Abydos, dans le palais d'Osymandias, dont le règne remonte à 2,500 ans avant notre ère, voûte composée d'assises horizontales de pierres posées en saillie les unes sur les autres. Des dispositions analogues ont été signalées en plusieurs endroits, mais ce ne sont pas là de véritables voûtes ; il faut garder ce nom pour celles dont les voussoirs ont des plans de joint normaux à la surface d'intrados.

Bien qu'Aristote parle de clefs de voûte qui soutiennent la construction par la résistance qu'elles opposent de toutes parts, il ne semble pas que les voûtes de quelque dimension aient pris naissance chez les Grecs. C'est chez les Romains qu'on les rencontre. Les plus anciennes voûtes dont il soit fait mention sont celles des grands aqueducs de Rome (*cloaca maxima*) construits sous le règne de Tarquin l'Ancien, environ 600 ans avant J.-C. Les voûtes ne furent réellement appliquées aux ponts qu'au commencement de notre ère.

Le premier pont de pierre construit à Rome semble être le pont des Sénateurs, aujourd'hui ponte Rotto, bâti par Caïus Flavius Scipio, 127 ans avant J.-C., et reconstruit par Grégoire XIII, en 1575.

Vint ensuite le pont Emilius, bâti sous Sylla, 100 ans avant J.-C., et composé de sept arches de 15 à 23 mètres d'ouverture, de construction lourde et massive.

Le pont de Rimini, que Palladio a adopté comme modèle, fut construit sous Auguste ; il comprend cinq arches en plein cintre, de 7 à 9 mètres d'ouverture, avec des piles ayant comme épaisseur la moitié de la largeur des arches. Le système décoratif est heureusement choisi.

Le pont Saint-Ange (pons Elius), construit en l'an 138 de notre ère, par

Adrien, en face de son mausolée, fut relevé en 1668, sur les dessins du Bernin. C'est un beau monument, d'une riche décoration.

On peut citer encore divers autres ponts de pierre construits par les Romains; le plus connu est le pont du Gard, construit par Agrippa, gendre d'Auguste.

Dans les premiers siècles de notre ère, sous l'influence de la civilisation romaine, la construction des routes et des ponts avait donc pris un immense développement; c'était du reste une nécessité du système centralisateur de l'empire.

Mais, dit M. de Boisvillette dans sa revue rétrospective, une révolution vient changer la face de l'Occident, les vainqueurs du monde succombent sous les coups et les invasions des barbares.

Les Visigoths d'Alaric pillent et saccagent Rome en 409; le flot de l'invasion poussé du Nord vers l'Occident et le Midi, vient saper l'édifice romain, trop affaibli sur sa base, et ne tarde point à l'emporter sous ses coups redoublés.

Les désordres de la lutte, l'instinct répulsif des peuples récemment affranchis contre des travaux qui leur rappelaient la domination étrangère, et l'anarchie surtout qui suivit, anéantirent avec les institutions la plupart des ouvrages du passé.

C'est sous le règne de Dagobert qu'apparaissent les premiers règlements sur les voies de communication; encore ne tendaient-ils qu'à maintenir la liberté de la circulation.

Sur certaines chaussées et sur les passages d'eau en général, les seigneurs féodaux percevaient des droits de péage, qui étaient censés devoir être consacrés à l'entretien des ouvrages, mais qui prenaient en réalité une tout autre destination.

Charlemagne, désireux de reconstituer l'empire d'Occident, reprit la tradition romaine et songea à ouvrir des communications rapides entre les provinces de son vaste empire. Il se réserva l'autorité souveraine des chemins publics et la délégua à des commissaires spéciaux (*missi dominici*), aux évêques et aux comtes. La barbarie des temps ne permit pas d'arriver à des résultats sérieux, et bientôt les institutions de Charlemagne sombrèrent dans les désastres de l'invasion normande et l'étrange confusion qui suivit jusqu'au douzième siècle.

« On ne connaît en France, dit Gauthey, aucun pont dont la construction remonte au delà du douzième siècle; et, quoiqu'il y en ait un grand nombre pour lesquels l'époque précise de cette construction est inconnue, ils sont si mal faits qu'il n'est guère possible de leur supposer beaucoup d'ancienneté. Les rivières étaient alors franchies au moyen de bateaux et de bacs, et les routes n'offraient aucune sûreté au petit nombre de voyageurs qui les fréquentaient, et que l'on rançonnait principalement dans ces sortes de passages.

« Il se forma dans ce temps, en France et en Allemagne, une association religieuse dont les membres furent connus sous le nom de frères du pont, ou pontifes (de *pontificare*, faire un pont). Ils établirent d'abord des hospices auprès des principaux passages des rivières, où ils prêtaient main-forte aux voyageurs; des quêtes nombreuses leur ayant ensuite procuré des fonds considérables, ils se trouvèrent en état d'élever des ponts sur les plus grands fleuves. Le premier fut établi sur la Durance, auprès de l'ancienne Chartreuse de Bonpas. — Une partie des fondations des piles de ce pont existe encore (1809); mais, comme on ne lui avait pas donné un débouché suffisant, il fut bientôt emporté.

« Le second ouvrage entrepris de cette manière est le pont d'Avignon, commencé en 1177. Les aumônes qui servirent à payer sa construction furent attirées surtout par un prétendu miracle dont le procès-verbal se trouve encore dans la

maison commune de cette ville. Le pont du Saint-Esprit, sur le Rhône; celui de la Guillotière, à Lyon, principalement dû à Innocent IV et au séjour qu'il fit dans cette ville; celui du Sault du Rhône, sur le chemin de Vienne à Genève, ont été également élevés par l'amour du bien public excité par le zèle religieux.

A ces grands ponts bâtis sur le Rhône on voit succéder quelques arches isolées, mais d'une assez grande étendue; le pont de Céret, ceux de Nyons, de Castellanne, de Villeneuve-d'Agen, offrent des arches en cercle de 30 à 50 mètres d'ouverture. Le pont de Vieille-Brioude, construit sur l'Allier, est le plus hardi de tous; la seule arche dont il est composé a plus de 54 mètres. Il fut élevé en 1454 aux frais de la dame du lieu. En 1545, un cardinal de Tournon construisit, près de la ville de ce nom, sur le torrent de Doux, un pont d'une seule arche de 49 mètres d'ouverture.

« Ces ponts sont élevés avec beaucoup d'économie et présentent à peu près tous le même caractère; ils sont de faible largeur, 4 à 5 mètres au plus, et, à cause de leur grande ouverture combinée avec le plein cintre, ils forment un dos d'âne très-prononcé. Les reins sont ou déchargés par des arcs ou remplis en terre, et les piles sont toujours très-épaisses. »

L'histoire des ponts de Paris depuis le douzième siècle est fort intéressante, car elle montre bien les progrès réalisés successivement. Elle a été faite par M. Féline-Romany, inspecteur général des ponts et chaussées, dans une notice dont nous allons résumer les traits principaux.

Sous la domination romaine, Paris ou Lutèce était enfermée dans l'île de la Cité, et réunie aux rives de la Seine par deux ponts en bois, l'un au Nord, vers le grand bras, c'était le Grand-Pont, à peu près à l'emplacement du pont au Change; l'autre au midi, sur le petit bras du fleuve, c'était le Petit-Pont. Sous Charles V et Charles VI fut construit un second passage au nord, le pont Notre-Dame, et sous Louis XIII fut édifié un second passage au midi, le pont Saint-Michel.

Les quatre ponts précités furent les seuls jusqu'en 1578, époque à laquelle le roi Henri III ordonna l'établissement du pont Neuf, à la pointe occidentale de la Cité.

De 1600 à 1700, l'île Saint-Louis, jusqu'alors isolée, fut réunie aux deux rives du fleuve par le pont Marie, au nord, et le pont de la Tournelle, au sud; ensuite, on construisit le pont Royal entre les Tuileries et la rue du Bac.

Au dix-huitième siècle, un seul pont nouveau fut établi, le pont de la Concorde, terminé dans les dernières années du règne de Louis XVI.

Tous les autres ponts de Paris sont postérieurs à la Révolution française. — Le plus ancien pont de pierre de Paris, est le pont Notre-Dame, dont la première pierre fut posée le 28 mars 1500; le travail fut confié au frère Joconde, moine cordelier ou franciscain, dont la réputation s'était faite en Italie. — L'inauguration eut lieu le 10 juillet 1507, « et à ce était présent quantité de peuple de la dite ville de Paris, par lequel, pour la joie du parachèvement de si grand et si magnifique œuvre, fut crié Noël et grande joie de menée, avec trompettes et clairons qui sonnèrent par long espace de temps. » Les six arches dont le pont était composé avaient environ 17 mètres d'ouverture; sa largeur était de 23^{m},39, au milieu de laquelle on avait réservé une voie de 6^{m},50 entre deux rangs de maisons bâties sur les têtes; ces maisons, de belle ordonnance, ornées de statues et de médaillons, ont subsisté jusqu'en 1786. — Le frère Joconde établit ses piles sur de solides pilotis défendus par de forts enrochements offrant à l'action des eaux une résistance telle que ces fondations sont encore celles sur lesquelles re-

pose le pont actuel ; ces fondations sont aujourd'hui tout ce qui reste de l'œuvre du frère Joconde.

Le Petit-Pont, plusieurs fois reconstruit en charpente, avait été refait pour la septième fois en 1409 ; le frère Joconde le rétablit en pierre, à peu près à la même époque que le pont Notre-Dame, ainsi que le constate le distique suivant, rapporté par Georges Vasari :

Jocondus geminum imposuit tibi, sequana, pontem ;
Hunc tu jure potes dicere pontificem.

L'œuvre du frère Joconde, avec les maisons qu'elle supportait, fut détruite en 1718 par un incendie. On la remplaça par un pont en pierre, construit sous le règne de Louis XV, formé de trois arches de $7^m,43$, $9^m,70$ et $8^m,80$ de largeur, séparées par deux piles de $4^m,84$ et $4^m,89$ d'épaisseur. Cet ouvrage, fort gênant pour la navigation, a disparu en 1853.

Le pont Neuf fut commencé sous le règne de Henri III, le 31 mai 1578, sous la direction d'Androuet du Cerceau, célèbre architecte du temps ; les guerres civiles interrompirent plus d'une fois le travail, qui ne fut terminé que sous Henri IV, en 1604, sous la direction de Guillaume Marchand. Sur le petit bras, entre le quai des Grands-Augustins et le quai des Orfèvres, il y a cinq arches à peu près en plein cintre, d'environ 15 mètres d'ouverture ; sur le grand bras, entre le quai de l'Horloge et le quai de la Mégisserie, on compte sept arches d'environ 19 mètres d'ouverture. Pour chaque arche, l'ouverture d'amont diffère en général de celle d'aval, de sorte que l'intrados des voûtes est légèrement conique ; la largeur entre les têtes diffère un peu d'un bras à l'autre, et en plan les deux ponts ne sont pas dans le prolongement l'un de l'autre. Tout cela semble être le résultat d'erreurs. Les piles étaient surmontées d'hémicycles qui supportaient des boutiques aujourd'hui remplacées par des bancs de pierre. Le pont Neuf a été refait complétement de 1848 à 1855, mais on s'est attaché à conserver l'architecture et la décoration primitives.

Après le pont Neuf vint le pont Marie, qui réunit l'île Saint-Louis au quartier Saint-Paul. En 1614, le sieur Christofle Marie s'engagea à construire ce pont à ses frais, à condition qu'il lui serait fait abandon des terrains alors non bâtis de l'île Saint-Louis, qui s'appelait alors l'île Notre-Dame. La première pierre fut posée par Louis XIII et la reine mère, Marie de Médicis. L'ouvrage est composé de cinq arches en plein cintre dont l'ouverture varie de $13^m,76$ à $17^m,65$. On remarque les niches pratiquées dans les tympans au-dessus des piles.

La première pierre du pont Saint-Michel (démoli en 1857) fut aussi posée par Louis XIII le 21 septembre 1617 ; ce pont, d'une largeur totale de $24^m,74$, était bordé de deux rangs de maisons qui ne laissaient entre elles qu'un passage de $7^m,80$, et qui ne disparurent qu'en 1807 ; il comprenait quatre arches, deux de 14 mètres et deux de 10 mètres d'ouverture.

L'ancien pont au Double, formé de deux arches en plein cintre de $15^m,96$ et de $11^m,78$ de largeur, séparées par une pile de $3^m,95$, a disparu en 1847. Il avait été construit pour les besoins de l'Hôtel-Dieu ; avant 1789, les gens de pied qui le traversaient payaient six deniers et les gens à cheval, un double tournoi, d'où vint le nom du pont.

L'ancien pont au Change, à l'emplacement duquel existait déjà un pont en charpente du temps de César, porta le nom de Grand-Pont jusqu'en 1141, époque à laquelle Louis VII ordonna que son change y fût établi ainsi que les boutiques

de tous les changeurs de Paris. Il fut incendié en 1621, et un édit de 1639 autorisa les changeurs à le reconstruire à leurs frais avec permission d'y établir des maisons. Le travail ne fut achevé qu'en 1647, pendant la minorité de Louis XIV. Le pont au Change comprenait sept arches en plein cintre, d'une ouverture variant de 10m,64 à 15m,62 ; les maisons en furent détruites en 1786, et le pont lui-même disparut en 1857 pour livrer passage au boulevard de Sébastopol.

Le pont de la Tournelle, entre l'île Saint-Louis et le quartier de la Montagne-Sainte-Geneviève, fut construit en 1654 par le prévôt des marchands et les échevins, qui reçurent le droit d'y percevoir un péage de 2 deniers par personne, 6 deniers par homme à cheval et 12 deniers par chariot ou carrosse. Il subsiste encore aujourd'hui, élargi par des arcs métalliques et réparé; il comprend six arches en plein cintre, d'une ouverture comprise entre 17m,48 et 15m,55, avec des piles d'une largeur démesurée. Il est appelé à disparaître, car il gêne beaucoup la navigation.

Le pont Royal remplaça un ancien pont de bois construit en face de la rue de Beaune, lequel avait lui-même remplacé le bac au moyen duquel on traversait jadis la Seine en cet endroit. En 1685, le roi Louis XIV résolut la construction du pont Royal, qui fut exécuté par Jacques Gabriel, sur les plans de Jules Hardouin Mansard et sous la direction du frère François Romain, religieux convers-profès de l'ordre de Saint-Dominique, qui venait d'achever la première arche du pont de Maestricht. Le pont Royal comprend cinq arches en plein cintre : celle du milieu a 23 mètres d'ouverture, les deux suivantes 22m,60 et les extrêmes 20m,50 ; le pont est raccordé avec les quais au moyen de trompes ou pans coupés, qui furent fréquemment imités depuis, car ils permettent d'évaser les abords. Il est construit entièrement en pierre de taille et a coûté 742,171 livres 11 sols, ce qui représente 1,373,000 francs de notre monnaie en nombre rond ; il coûterait moins cher aujourd'hui.

Un siècle plus tard, Louis XVI ordonne la construction du pont qui porta d'abord son nom et qui s'appelle aujourd'hui pont de la Concorde, et une ordonnance du prévôt des marchands, du 23 septembre 1786, chargea Perronet, alors premier ingénieur des ponts et chaussées, de dresser le projet. L'adjudication eut lieu en 1787, sur la mise à prix de 3,600,000 livres; François Prévost soumissionna pour 2,993,000 livres.

Le pont est composé de cinq arches : celle du milieu a 31m,19, les deux suivantes 28m,26, et les deux extrêmes 25m,34. Ce travail est d'un grand effet architectural ; nous aurons lieu de l'examiner ultérieurement dans tous ses détails.

Dans le courant du dix-huitième siècle, sous la direction de Gabriel, de Pitrou et surtout de Perronet, s'étaient élevés les ponts de Blois, d'Orléans, de Tours, de Saumur, de Moulins, de Nogent, de Mantes, de Neuilly, et enfin celui de la Concorde. Les études sur la résistance des voûtes avaient été entreprises, et les résultats pratiques soigneusement examinés.

Au commencement du siècle actuel, l'art de la construction des ponts avait donc fait d'immenses progrès; il ne tarda pas à se développer, et l'on sait à quel point il est arrivé de nos jours. Nous n'avons pas à citer ici les principaux ouvrages, car nous les étudierons plus loin. Il nous suffira de dire que l'invention des chaux hydrauliques en 1820 et l'invention plus récente des ciments aujourd'hui si répandus, ont modifié complétement les méthodes de construction : on a pu établir sous l'eau des maçonneries résistantes et compactes, là où jadis on ne mettait que des enrochements, on a pu de la sorte réduire de beaucoup

les proportions des supports. L'emploi de la pierre de taille et des gros matériaux est devenu inutile ; avec de petits moellons, avec des cailloux, et du mortier de ciment, on constitue des monolithes de forme quelconque, et les ponts de maçonnerie sont, pour ainsi dire, coulés d'une seule pièce, au lieu de se composer d'une série de blocs juxtaposés ou réunis par un mortier d'une résistance bien inférieure à celle de la pierre.

Malheureusement, ainsi que nous le montrerons plus loin, la théorie n'a pas fait les mêmes progrès que la pratique ; on en est toujours à considérer les voûtes comme formées d'une série de pièces articulées et mobiles les unes par rapport aux autres, et, parmi les nombreuses formules dont on se sert pour fixer les dimensions des ponts, il n'en est point dont on puisse dire qu'elle donne des résultats certains.

A côté des ponts en pierre, et dans une proportion bien plus considérable, se sont développées toutes les variétés des ponts en charpente et des ponts métalliques. L'historique en sera mieux placé en tête des chapitres qui traitent de ces divers ouvrages.

CHOIX DE L'EMPLACEMENT D'UN PONT.

Il est rare que l'emplacement d'un pont soit laissé au choix de l'ingénieur, presque toujours, il est déterminé à l'avance par des circonstances locales.

Dans une ville, les ponts destinés en général à relier les deux tronçons d'une voie importante de circulation doivent être nécessairement placés dans l'axe de cette voie : il en est ainsi par exemple des ponts qui réunissent le boulevard de Sébastopol, situé sur la rive droite de la Seine avec le boulevard Saint-Michel, situé sur la rive gauche. D'autres fois, les deux tronçons à réunir ne sont pas en face l'un de l'autre : dans ce cas, on place le pont directement, devant le tronçon le plus fréquenté, et on le réunit par un quai avec le second tronçon, c'est ce qui arrive par exemple pour le pont Royal à Paris, que l'on trouve dans l'axe de la rue du Bac. La circulation importante qui descend cette rue de la rive gauche se partage sur la rive droite en deux courants, l'un qui descend vers les Champs-Élysées par le quai qui longe le jardin des Tuileries, et l'autre qui remonte le même quai sur une faible longueur pour traverser la place du Carrousel et gagner le quartier du palais Royal.

Inversement la circulation qui, de ce quartier, se dirige sur la place du Carrousel vers la Seine, se divise en deux courants lorsqu'elle arrive sur le quai : l'un gagne la rue des Saints-Pères par le pont du Carrousel, et l'autre la rue du Bac, par le pont Royal. Le pont Royal est donc bien placé dans l'axe de la rue du Bac, et le débouché de la place du Carrousel est bien placé aussi entre le pont Royal et le pont du Carrousel ; quant à ce dernier ouvrage, son emplacement est mauvais, il devrait être reporté de quelques mètres en amont pour se trouver dans l'axe de la rue des Saints-Pères, qu'il a surtout pour but de desservir.

En aval du pont Royal, on trouve le pont de Solférino qui, à l'origine, ne servait qu'à établir une communication entre les deux quais, et par suite ne présentait qu'une médiocre utilité ; aujourd'hui encore, il débouche sur la rive droite juste en face du jardin des Tuileries et ne donne lieu qu'à une faible circulation de voitures.

Ainsi, dans les villes, l'emplacement des ponts est commandé en général par celui des voies principales qui aboutissent au fleuve.

En rase campagne, il n'en est point de même, et s'il s'agit d'une route ordinaire, on possède presque toujours une certaine latitude pour le choix de l'emplacement. Cependant, il arrive pour les grands chemins de fer dont la voie est moins flexible que celle d'une route ordinaire, il arrive que le tracé est imposé par la topographie des rives et qu'il faut traverser les rivières en des endroits bien déterminés.

Inconvénients des ponts biais. — Le premier principe à observer est de placer l'axe du pont normalement au cours d'eau; on ne doit déroger à ce principe qu'en cas d'absolue nécessité.

Avec une route ordinaire, il est bien rare qu'on ne puisse infléchir le tracé de manière à le placer normalement; avec les chemins de fer, qui n'admettent que des courbes de grand rayon, la chose est moins facile, et l'on se voit forcé quelquefois d'adopter un pont biais.

Un pont biais présente des difficultés de construction, et coûte toujours plus cher qu'un pont droit; d'abord il est toujours plus long; ensuite, comme les piles doivent se trouver placées parallèllement au courant afin de ne point créer trop d'obstacles au mouvement des eaux, il en résulte que dans les ponts biais les piles sont obliques sur les têtes, ce qui n'est point favorable à la stabilité et ce qui entraîne, comme nous le verrons plus loin, des sujétions assez délicates.

Ainsi le pont biais est à éviter toutes les fois qu'on le peut; l'ingénieur doit bien se garder de rechercher les difficultés pour avoir le plaisir de les vaincre, au contraire il faut qu'il s'efforce de les tourner et de trouver dans tous les cas la solution la plus simple et la moins dispendieuse.

Quoi qu'il en soit, les ponts biais de petite dimension se rencontrent assez fréquemment sur les lignes de chemins de fer, car les nécessités du tracé ne permettent pas de traverser normalement les cours d'eau secondaires. Dans certains cas, il est possible de modifier non pas la voie, mais le cours d'eau lui-même; ce procédé, qu'il importait de signaler, n'est admissible que pour des rivières de faible importance, et dans tous les cas il ne faut y recourir qu'avec prudence car on ne réussit pas toujours à vouloir contrarier les eaux dans leur cours naturel.

Une autre considération à introduire dans le choix de l'emplacement, c'est celle du terrain sur lequel on doit asseoir les fondations. En général, dans les grandes vallées et sur les cours d'eau d'une certaine importance, les couches géologiques successives sont sensiblement parallèles dans l'étendue sur laquelle on peut faire le choix de l'emplacement, et les variations dans la profondeur à laquelle on trouve le rocher, ne sont sensibles qu'à grande distance. Cependant, on peut rencontrer des variations brusques et rapprochées et il convient de se rendre compte par des sondages de la profondeur à laquelle on devra descendre les fondations, suivant qu'on se placera à un endroit ou à l'autre; on calculera aussi les quantités comparatives de déblais et de dragages que l'on aura à faire. Lorsque le cours d'eau présente des largeurs inégales, suivant qu'il est encaissé ou qu'il coule dans une vallée largement ouverte, sa vitesse est plus ou moins rapide et les dépôts de vase et de gravier y sont plus ou moins considérables, dans les parties resserrées, le rocher peut quelquefois se trouver à nu, ou, tout au moins, il est recouvert d'une couche bien moins épaisse que celle que l'on rencontre dans les parties de large section. A ce point de vue, il y a donc avan

tage à placer les ponts dans les parties resserrées, car on aura moins de dépense à faire, et on réduira la longueur de l'ouvrage; mais les courants sont toujours plus rapides dans les parties encaissées et les fondations demandent à être mises à l'abri du choc des eaux au moyen de précautions particulières. En général, il y aura avantage à construire les ponts sur les parties les plus étroites.

Lorsque la direction d'un cours d'eau est sensiblement rectiligne, sa section transversale a la forme d'une cuvette dont la profondeur, maxima au milieu, va en décroissant à mesure qu'on se rapproche des bords.

On doit dans ce cas placer le pont bien exactement à cheval sur la rivière, et mettre ses culées dans l'alignement des rives. Mais les rivières forment souvent des courbes plus ou moins accusées. Si sur le cours d'eau représenté par la figure 1 de la planche 1, on relève un profil on trouvera pour ce profil la forme *ab*, c'est-à-dire que le maximum de profondeur se rapproche d'autant plus de la rive concave que la courbure est plus accusée; cela se conçoit, car les eaux d'amont viennent battre la rive concave, qui par sa résistance les force à se dévier, mais du choc continu résulte une désagrégation lente du fond et des berges; au contraire, les eaux s'éloignent de la rive convexe qu'elles n'attaquent pas, elles y restent plus calmes et y déposent les matières qu'elles peuvent tenir en suspension.

Si donc on vient à établir un pont en (*ab*), on pourra avancer la culée de rive gauche en rivière, mais il faudra bien se garder de le faire pour la culée de rive droite, car c'est vers elle que se porte surtout le cours des eaux, et cette culée devra être solidement enracinée dans la rive afin de ne point se laisser entamer par le courant.

En principe, il convient d'étudier la marche des eaux à leurs différentes hauteurs et de faire en sorte que le pont embrasse toujours le courant tout entier et ne vienne point à en barrer telle ou telle partie.

Inconvénients des levées d'accès. — Ainsi, lorsque la rivière est sujette à des débordements et qu'il se forme des courants latéraux en dehors des rives, certaines précautions sont à prendre si l'on ne veut voir périr les levées ou remblais qui accèdent au pont, ou même les culées et les piles elles-mêmes. Soit par exemple un pont (*ab*), figure (2), planche (1), qui embrasse bien le courant de la rivière; tant que celle-ci ne déborde pas, c'est-à-dire ne s'épanche pas au-dessus des arêtes *am*, *bn* de ses rives, il n'y a rien à craindre pour la solidité de l'ouvrage et l'écoulement se fait avec facilité; mais que les eaux sortent de leur lit et s'élèvent au-dessus des berges, il va se former des courants latéraux en (*p*) et (*q*) comme le montrent les flèches. Considérons le courant *p*, il vient battre la levée (*ac*) et tend à la détruire pour s'ouvrir un passage au travers; admettons qu'elle résiste, les eaux arrêtées dans leur cours ne trouveront moyen de détruire leur force vive qu'en s'élevant le long de la digue qui les arrête; mais le courant central n'est pas arrêté, lui, de sorte qu'il s'établit une dénivellation de l'eau de *c* en *a*, et par suite un courant plus ou moins rapide dans le sens (*ca*) comme l'indique la flèche. Ce courant vient battre en travers la première pile, il détermine des affouillements qui peuvent être assez considérables pour saper les fondations et entraîner la ruine de l'édifice.

Qu'y-a-t-il à faire pour s'opposer à de pareils ravages? Deux moyens se présentent : retenir les eaux dans leur lit ou leur ouvrir un passage supplémentaire.

Il faut donc, soit, élever à l'amont du pont des digues insubmersibles *am*, *bn*, bien enracinées dans la rive et non susceptibles d'être tournées par les eaux; ces

digues maintiennent les eaux dans le lit central, quelle que soit la hauteur des crues qui passent toujours avec facilité; soit ménager dans les levées des ponts supplémentaires tels que (*d*) par où les courants latéraux trouveront une assez large issue; alors, il ne se produira plus de dénivellation des eaux entre *d* et *b* et, par suite plus de courant transversal susceptible d'affouiller les piles.

L'effet que nous venons de décrire a été nettement étudié par Vicat au pont de Souillac, nous reviendrons plus loin sur les faits qu'il rapporte. Dans son cours si complet de l'École des ponts et chaussées, M. l'inspecteur général Morandière cite plusieurs exemples fort instructifs.

Ainsi, le pont d'Orléans construit par Perronet, dans une partie où la Loire est bien encaissée entre ses deux rives, suffit toujours à l'écoulement des crues bien qu'il ne présente en 9 arches qu'un débouché linéaire de 279 mètres. Au contraire, le pont de la ligne de Vierzon, construit en 1843, à 1,200 mètres seulement en amont du précédent, présente en 12 arches un débouché linéaire de 300 mètres; mais, la culée rive gauche très-avancée en rivière forme la tête d'une levée dans laquelle on n'a point ménagé de pertuis de décharge; aussi, lors de la crue de 1846, il se forma le long de cette levée un courant transversal qui prit en écharpe les piles de la rive gauche et trois arches s'écroulèrent.

On peut parer aux inconvénients de la levée continue en ne la faisant point insubmersible; elle forme alors déversoir et livre encore aux eaux un passage supplémentaire. Mais on comprend sans peine qu'il sera toujours préférable de ménager dans les levées des passages suffisants pour écouler les courants, dont on aura au préalable constaté expérimentalement la largeur et l'importance.

Si l'on veut arriver à une sécurité absolue, il ne faut point modifier l'état naturel des choses; il faut se contenter d'étudier avec soin les divers courants qui se forment en temps de crues et il faut ménager à chacun son passage habituel.

En ce qui touche les courants latéraux, leur plus grande profondeur et par suite leur plus grande vitesse ne se produit point près des culées mais toujours à une certaine distance. En effet, un nivellement en travers des rives d'un fleuve apprend que les berges sont toujours plus hautes que les terrains qu'elles séparent des eaux; il semble que les matières entraînées par les hautes eaux s'y déposent en plus grande abondance et les exhaussent sans cesse; la plus grande profondeur du courant latéral est donc reportée à une certaine distance au delà des berges et c'est à l'emplacement de cette plus grande profondeur, facile à trouver par un nivellement, qu'il convient de placer les ponts à construire sous la levée d'accès.

Inconvénients du voisinage d'un confluent. — Lorsqu'un pont est placé près du confluent de deux rivières à crues discordantes, il peut se trouver en péril sous l'influence de circonstances spéciales, que plusieurs accidents graves ont mises en lumière.

Ainsi, Dupuit, à la page 163 de ses *Études sur le mouvement des eaux* rapporte que la grande crue de la Loire, en 1846, se produisit au moment ou les eaux de la Maine étaient basses (fig. 3, pl. I).

Les eaux de la Loire se déversèrent alors dans la vallée de la Maine, et s'écoulant sur les eaux de cette rivière, en remontèrent le cours sur une grande longueur. A l'origine de la crue, il y avait 2 mètres d'eau au pont d'Angers; il y en eut bientôt $5^m,50$; et, pendant trois jours, il exista sous ce pont, de l'aval à l'amont, une cataracte de $0^m,10$. M. Morandière fait remarquer avec raison que le pont de Bouchemaine, situé beaucoup plus près du confluent, pourrait dans les mêmes circonstances, se trouver soumis à des causes encore plus puissantes de des-

truction; c'est pourquoi on s'est attaché à lui donner des fondations aussi solides que possible.

Le chemin de fer de Paris à Lyon, en arrivant près de cette dernière ville, traverse le Rhône sur le pont de la Quarantaine, un peu au-dessus de son confluent avec la Saône. En 1854, arriva une crue formidable de la Saône, et les eaux de cette rivière se précipitèrent avec une chute de 2 mètres dans le lit du Rhône, qu'elles remontèrent avec une violence telle que le pont fut emporté. On dut le rétablir sur fondations tubulaires descendues à 15 mètres environ au-dessous de l'étiage.

Dans des circonstances analogues on devra donc s'attacher à obtenir des fondations inébranlables et à les protéger contre tous les affouillements possibles.

Pour résumer les notions précédentes, nous répéterons que ce qu'il y a de mieux c'est d'étudier avec soin le cours naturel des eaux et de faire en sorte qu'en tout temps chaque courant principal ou dérivé trouve un écoulement libre et suffisant.

Lorsque la chose est possible, on peut encore amener toutes les eaux dans un seul pertuis; mais il faut alors les guider par des digues longitudinales insubmersibles, solidement enracinées dans les rives de manière à n'être point tournées.

Débouché d'un pont. — Le débouché d'un pont, c'est-à-dire la section transversale qu'il offre à l'écoulement, doit être suffisant pour débiter en tout temps toutes les eaux de la rivière, sans que la vitesse, et par suite le niveau de celles-ci, soient forcés de subir au passage de notables variations.

En théorie, un pont, quelque faible que soit son débouché, peut toujours livrer passage au débit d'une rivière dont la section à l'amont est par exemple dix fois plus grande que la section sous le pont; il est nécessaire, pour cela, que les vitesses moyennes d'écoulement varient en raison inverse des sections. Mais l'accroissement de vitesse ne peut s'obtenir que par une surélévation des eaux à l'amont, et par la formation d'une cataracte : cette cataracte, lorsqu'elle prend une certaine amplitude, ne tarde point à devenir funeste pour la solidité de l'ouvrage; dans tous les cas, elle rend très-difficile la circulation des bateaux et force la navigation à s'arrêter parce qu'elle crée en un point du parcours un obstacle trop difficile à franchir.

Ainsi, le rapport de la section d'écoulement que présente le pont à la section libre de la rivière doit se rapprocher le plus possible de l'unité : sa valeur n'atteint jamais l'unité, car les ponts sont construits de manière à n'embrasser que le cours des eaux, et la présence des piles et des retombées des voûtes entraîne toujours un rétrécissement.

La première chose à faire est donc de déterminer le débit maximum de la rivière à l'emplacement du pont.

Étiage. — Parmi les niveaux que la surface de la nappe d'eau est susceptible de prendre, les plus intéressants à connaître sont les deux extrêmes : le plus bas et le plus élevé.

Le niveau le plus bas que l'on connaisse prend le nom d'étiage; et c'est en général à ce niveau que l'on marque le zéro des échelles hydrométriques.

L'étiage ne constitue pas un minimum absolu; c'est par la tradition qu'on l'établit. Possédant des observations sur le niveau des eaux pendant un grand nombre d'années, l'étiage correspond au niveau le plus bas; mais rien ne dit que dans l'avenir, il ne se produira point, indépendamment du fait de l'homme, telle cir-

constance météorologique qui amènera un abaissement plus considérable que tous ceux qu'on a observés dans le passé.

L'étiage doit donc être considéré comme un repère commode, bien déterminé, mais il ne faut point affirmer que les eaux ne descendront jamais plus bas.

L'étiage est précieux à connaître; tous les bois, qui servent aux fondations et qui sont destinés à résister indéfiniment, doivent rester en tout temps au-dessous de l'étiage; car, ainsi que nous l'avons dit dans le traité de l'Exécution des Travaux, les bois, qui ne sortent jamais de l'eau, se conservent parfaitement, tandis qu'ils ne tardent point à se décomposer s'ils se trouvent alternativement mouillés et exposés à l'air.

Pour montrer la distinction qu'il importe de faire entre l'étiage absolu et l'étiage conventionnel, le seul connu, il nous suffira de rappeler que les eaux de la Seine sont descendues en 1865, en amont de Paris, à $1^m,07$ au-dessous de l'étiage, déterminé en 1844 : cela tient, dans une certaine mesure, aux travaux de dragage et d'élargissement effectués dans le lit du fleuve, mais probablement aussi à une concordance accidentelle entre les basses eaux de tous les affluents.

Niveau des plus hautes eaux connues. — Les considérations précédentes s'appliquent au niveau des plus hautes eaux connues. Les inondations laissent dans la mémoire des populations des souvenirs durables, et, à défaut de renseignements plus précis, la tradition, corroborée par l'examen des lieux, suffit pour reconnaître la limite des plus grandes crues connues. Mais cette limite une fois déterminée, rien n'indique qu'elle ne sera point ultérieurement dépassée; les ensablements du lit, les travaux d'art, tels que les ponts et les barrages exécutés sur le cours d'eau, le travail projeté lui-même, peuvent concourir à la production de crues plus considérables que toutes les autres; les crues de tous les affluents peuvent accidentellement concorder toutes ensemble de manière à produire une surélévation exceptionnelle du cours d'eau principal; si donc les renseignements dont on dispose ne s'étendent pas sur une longue suite d'années, on fera bien de se tenir très au large dans ses évaluations.

Il est à remarquer, du reste, que, pour les cours d'eau principaux, on ne risque guère à présent de donner aux ponts des débouchés par trop faibles; car, d'une part, on construit aujourd'hui des arches de grande ouverture et surtout on a beaucoup réduit l'épaisseur des piles, de sorte que la largeur des parties formant barrage est bien moindre qu'elle n'était autrefois avec les vieux ponts dont les piles occupaient le tiers du débouché linéaire; d'autre part, les exigences de la navigation se sont accrues et les ingénieurs chargés de ce service ont soin d'exiger, dans les nouveaux projets, une grande hauteur d'arche.

Quoi qu'il en soit, nous supposons connus l'étiage, la limite des plus hautes eaux, et aussi la limite des eaux navigables.

Limite des eaux navigables. — La limite à laquelle s'arrête la navigation est aussi fort importante à connaître, car, il faut que, jusqu'à cette limite, les bateaux de toute dimension puissent facilement passer sous les arches marinières.

Il va sans dire que la limite des eaux navigables n'a rien d'absolu, car, en théorie, la navigation n'est jamais impossible, quelle que soit la vitesse du courant; elle devient seulement plus difficile et exige des bateaux plus solides ainsi qu'une force motrice plus considérable. A mesure que la navigation se perfectionne, la limite des eaux navigables peut donc s'élever, et il convient de faire dans une certaine mesure la part de l'avenir.

Cependant, il arrive toujours un moment où la navigation cesse d'être avantageuse et économique.

Cette limite des plus hautes eaux navigables correspond, en général, au moment où la rivière coule à pleins bords, c'est-à-dire au moment où elle va commencer à se déverser sur les berges.

A l'amont de Paris, sur la Seine, la navigation cesse à peu près à 3 mètres au dessus de l'étiage ; à l'aval, elle ne cesse qu'à 4 ou 5 mètres au dessus de l'étiage; aux Andelys, elle ne cesse que lorsque les eaux sont à plus de 5 mètres au-dessus de l'étiage.

Sur chaque rivière, le service de la navigation indique le niveau des plus hautes eaux navigables. Il est urgent de le connaître pour la rédaction d'un projet de pont, car les chemins de halage doivent être placés à quelques centimètres au-dessus.

C'est aussi une habitude assez générale de placer les chapeaux ou couronnements des piles à peu près à la hauteur des plus hautes eaux navigables.

Détermination du débit d'un cours d'eau. — La détermination du débit du cours d'eau est nécessaire pour les calculs du débouché.

On obtient le débit par deux méthodes distinctes :

1° Par expérience directe, en relevant le profil en travers du lit et mesurant la vitesse moyenne; 2° par le calcul, en cherchant le profil de la section mouillée et la pente longitudinale du cours d'eau.

La première chose à faire est donc de relever le profil en travers. Il faut choisir une partie du courant sur laquelle tous les filets liquides sont animés de vitesses parallèles, ce qu'il est facile de reconnaître au moyen de petits flotteurs; puis, au moyen d'un treuil, on tend, bien normalement au courant, un fil de fer solide, qui porte tous les mètres en signe bien apparent; on a fait au préalable la graduation sur la rive en tendant le fil comme il devra l'être lorsqu'il sera placé en travers du fleuve. Le fil étant en place, on relève à chaque point de division la profondeur de l'eau au moyen d'une sonde ou d'un fil à plomb chargé d'un poids d'autant plus lourd que le courant est plus rapide.

De la sorte, on a une série de coordonnées verticales équidistantes représentant les profondeurs d'eau que l'on trouve en chaque point, et si l'on réunit par des lignes droites les extrémités de ces ordonnées, on forme une série de trapèzes dont la somme est la surface mouillée totale de la section.

Connaissant la section mouillée, on aura le débit en la multipliant par la vitesse moyenne des filets liquides parallèles.

Bien des méthodes et bien des appareils sont en usage pour déterminer la vitesse moyenne : nous les décrirons dans le traité du mouvement des eaux. Nous supposerons seulement ici que l'on a calculé la vitesse à la surface et qu'on se propose d'en déduire la vitesse moyenne.

La vitesse à la surface s'obtient au moyen de flotteurs légers, offrant peu de prise à la résistance de l'air ; l'expérience se fait par un temps calme, et l'on note au moyen d'un chronomètre le temps que chaque flotteur met à parcourir l'espace compris entre deux profils de distance connue. On trouve donc la vitesse à la surface en des points convenablement espacés du profil transversal.

Si l'on considère tous les filets liquides qui se trouvent sur une même verticale, ils sont animés de vitesses différentes ; la vitesse à la surface n'est point maxima, comme on serait tenté de le croire; la plus grande vitesse se trouve presque toujours au-dessous de la surface.

La plupart des auteurs anciens, qui ont traité la question, ont donné des formules contradictoires ou évidemment erronées. La formule, déduite par M. l'ingénieur Bazin d'une longue série d'expériences, paraît seule acceptable et encore

ne faudrait-il point l'appliquer à de très-larges cours d'eau, la voici :

$$V_m = V - 6,6\sqrt{RI}$$

V_m est la vitesse moyenne, V la vitesse à la surface, R le rayon moyen de la section, c'est-à-dire le quotient de la section par le périmètre mouillé, I la pente du cours d'eau par mètre.

Ainsi, on cherchera la vitesse à la surface en divers points du profil et on en déduira la vitesse moyenne aux mêmes points par la formule précédente; multipliant chaque vitesse moyenne par la portion de section à laquelle elle s'applique et faisant la somme des produits partiels, on aura le débit total.

Mais on a cherché à simplifier encore le calcul en trouvant une relation entre la vitesse maxima à la surface et la vitesse moyenne applicable à toute la section. Dans ce cas, la vitesse moyenne U n'est autre chose que le quotient du débit par la section.

Dubuat se contentait de prendre la moyenne arithmétique de la vitesse au fond et de la vitesse à la surface.

De Prony donne une relation plus compliquée; il exprime la vitesse moyenne U en fonction de la vitesse maxima V à la surface, et il pose

$$U = V\frac{V+2,37}{V+3,15};$$

cette formule est évidemment inexacte puisqu'elle ne tient compte ni de la vitesse du fond, ni de la pente, ni de la profondeur; du reste, l'expérience l'a condamnée, et, à son défaut on se contente d'ordinaire d'adopter la formule simple $U = 0,80\,V$.

On peut se contenter de cette formule dans les calculs relatifs à l'établissement des ponts.

Une autre formule adoptée par de Prony et Eythelwein a été longtemps en usage; elle donne la vitesse moyenne U en fonction du rayon moyen R, que nous avons défini plus haut et de la pente I. Cette formule est

$$RI = \alpha U + \beta U^2,$$

Les lettres α et β sont des coefficients numériques, auxquels de Prony donne les valeurs :

$$\alpha = 0,0000444499, \quad \beta = 0,000309314$$

et Eythelwein les valeurs :

$$\alpha = 0,0000242651, \quad \beta = 0,000365543$$

Sans nous arrêter à ce qu'il peut y avoir de bizarre à inscrire tant de décimales dans des coefficients qui ne peuvent, dans tous les cas, présenter qu'une exactitude fort relative, nous dirons que les formules précédentes n'ont pas été vérifiées par l'expérience, et qu'il convient de leur substituer la formule suivante, donnée par M. Bazin pour les cours d'eau limités à des parois en terre :

$$\frac{RI}{U^2} = 0,00028\left(1 + \frac{1,25}{R}\right)$$

Cette formule sera applicable lorsqu'on connaîtra la pente I du cours d'eau.

Cette pente s'obtient par un nivellement exécuté sur la rive : on plante sur la rive une série de bornes plus ou moins espacées, parfaitement fixées, dont on fait le nivellement une fois pour toutes. Au voisinage de chaque borne, on plante au bord de l'eau un piquet qui affleure la surface de l'eau, et on relève à la mire et au niveau la différence d'altitude entre la tête de ce piquet et la face supérieure de la borne. La même opération étant répétée pour chacune des bornes à la même heure, ou tout au moins à des intervalles peu différents, on déduira évidemment de la connaissance du nivellement des bornes le nivellement du cours d'eau et par suite sa pente par mètre ou par kilomètre. Cette pente est variable en un point donné avec la hauteur des eaux, et, si aux piquets mobiles on substitue des échelles fixes, dont on calcule exactement la différence d'altitude, il sera facile de trouver chaque jour, par la lecture des échelles, la pente des eaux entre deux points donnés.

Ainsi l'on aura toutes les données nécessaires à la détermination du débit.

Voici, à titre de renseignement, quelques résultats d'expériences sur nos principaux fleuves :

DÉSIGNATION DE LA RIVIÈRE.	HAUTEUR au-dessus de l'étiage.	VITESSE MOYENNE DE LA SECTION.	SURFACE MOUILLÉE.	DÉBIT PAR SECONDE.	DÉSIGNATION DE LA RIVIÈRE.	HAUTEUR au-dessus de l'étiage.	VITESSE MOYENNE DE LA SECTION.	SURFACE MOUILLÉE.	DÉBIT PAR SECONDE.
	m			m		m			m
La Seine à Nogent..	0.12	»	»	11.887	Le Rhône à Lyon. .	0.00	»	»	235
Id.	1.43	0.63	134.80	85.112	Id.	maximum	»	»	5000
Id.	2.64	1.11	194.81	217.110	La Loire à Nantes..	—0.30	»	»	116
La Seine à Melun...	0.06	0.44	114.54	50.40	Id.	1.00	»	»	630
Id.	1.06	0.77	251.32	178.12	Id.	3.00	»	»	1910
Id.	2.36	1.12	397.77	445.00	Id.	4.50	»	»	3310
Id.	5.27	1.28	514.80	659.00	Garonne à Tonneins.	0.00	»	»	37.14
La Seine à Paris.. .	—0.66	»	»	48.00	Id.	3.00	»	»	951.05
Id.	0.00	»	»	90.00	Id.	6.00	»	»	2524
Id.	1.00	»	»	165.00	Id.	9.00	»	»	6850
Id.	2.00	»	»	552.00	Id.	10.24	»	»	10500
Id.	3.00	»	»	551.00	L'Eure à Louviers. .	0.00	»	»	8.00
Id.	4.00	»	»	885.00	Id.	0.40	»	»	16.00
Id.	5.50	»	»	1264.00	Id.	2.00	»	»	90.00

Voici maintenant, d'après M. l'ingénieur de Lagrené, un tableau des pentes longitudinales de nos principaux cours d'eau :

DÉSIGNATION DES RIVIÈRES	LONGUEUR EN KILOMÈTRES.	PENTE MOYENNE PAR KILOMÈTRE.	DÉSIGNATION DES RIVIÈRES.	LONGUEUR EN KILOMÈTRES.	PENTE MOYENNE PAR KILOMÈTRE.
RHÔNE.			LOIRE.		
Du lac de Genève à la mer.. . .	527	0.710	De Roanne à Orléans.	326	0.540
De Lyon à la mer.	532	0.480	D'Orléans à Paimbœuf.	351	0.260
Du lac de Genève à Lyon.. . . .	290	0.780	SEINE.		
De Lyon à Arles..	286	0.555	De Montereau à Paris.	102	0.194
D'Arles à la mer..	47	0.039	De Paris à Rouen.	242	0.100
RHIN.			De Paris à la mer.	370	0.073
Du lac de Constance à Strasbourg	230	1.14	OISE.		
De Strasbourg à Rotterdam. . .	470	0.48	D'Aumont à Conflans-sur-Seine..	102	0.102
GARONNE.			SAÔNE.		
De Toulouse au confluent du Tarn	82	0.770	De Gray à Châlons..	134	0.122
Du Tarn à Bordeaux..	203	0.304	De Châlons à Lyon..	140	0.086
MEUSE.			MARNE.		
			De Dizy à Lagny..	156	0.165
			De Lagny à Joinville..	23	0.200
De Pagney à la Belgique.. . . .	353	0.410	De Joinville à Charenton.. . . .	18	0.300

Des influences qui agissent sur la hauteur des crues.— Parmi les influences accidentelles qui agissent sur la hauteur des crues, il faut signaler la direction et la force du vent. Ainsi un vent violent d'aval oppose à l'écoulement des eaux une grande résistance et peut augmenter considérablement l'amplitude d'une crue. L'influence du vent sur l'amplitude des marées est bien connue; elle produit sur les rivières des effets du même ordre.

Mais ce sont encore les influences locales, c'est-à-dire la forme même du lit de la rivière, qui agissent le plus sur la hauteur des crues. — Dupuit l'a mis nettement en évidence, et voici les remarques qu'il fait à ce sujet dans son Cours de ponts :

« Les grandes eaux, lorsqu'elles débordent dans les vallées, s'écoulent dans un lit très-irrégulier, tantôt très-large, tantôt étroit, et elles y prennent des hauteurs et des vitesses variables. Ce lit naturel peut être regardé comme composé d'une série d'étranglements successifs ; par suite, la surface des cours d'eau naturels n'est formée que d'une série de surface de remous qui se développent et se superposent les unes sur les autres et dont la hauteur, en un point quelconque, est une fonction de la forme du débouché naturel, non-seulement en ce point, mais encore des débouchés naturels à l'amont et à l'aval. — Une rivière prend donc dans son lit des hauteurs de crue variables et qui ne suivent aucune loi régulière, car pour cela il faudrait que le lit en suivît une lui-même ; or c'est ce qui n'arrive pas en général. Si nous jetons les yeux sur le profil d'une crue de

la Loire, en 1843, entre la Vienne et la Maine, c'est-à-dire sur une étendue de 60 kilomètres environ, où le fleuve ne reçoit aucun affluent important, nous trouverons que ce volume prend pour s'écouler les hauteurs suivantes :

A Saumur.	$6^m,70$
Aux Rosiers (15 kil. à l'aval de Saumur).	$7^m,37$
A Saint-Mathurin (10 kil. à l'aval des Rosiers). . . .	$6^m,20$
Aux ponts de Cé (17 kil. à l'aval de Saint-Mathurin).	$5^m,54$

et plus bas, une hauteur plus considérable.

Si donc on compare la hauteur de Saumur à celle des Rosiers, non-seulement on trouvera qu'il n'y a pas de remous à Saumur, mais dépression de $0^m,67$, tandis qu'il y a remous de $0^m,50$ par rapport à Saint-Mathurin et de $0^m,16$ par rapport aux Ponts-de-Cé.

Tous les cours d'eau offrent les mêmes accidents. Ces remous naturels si considérables ne sont accusés à la surface par aucune cataracte sensible ; ils sont le résultat des étranglements plus ou moins prolongés qu'éprouvent les eaux sur certains points, ou plus généralement, des circonstances locales. Lorsque des travaux d'art modifient ces circonstances, on a d'autres remous qui auraient pu être produits par des circonstances naturelles.

La hauteur des grandes eaux, en un point d'un cours naturel, dépend donc en général de leur volume, de la pente et de la section du lit au point considéré et à une certaine étendue en amont et en aval. Vers la source, les cours d'eau ont plus de pente, et le volume des eaux moins considérable, les crues seraient donc beaucoup plus faibles que dans la partie inférieure ; mais souvent le lit naturel est beaucoup plus étroit, de sorte que c'est le contraire qui arrive. Enfin, ainsi que nous l'avons déjà fait remarquer, le vent peut exercer une influence très-notable sur la hauteur des crues.

D'un autre côté, un grand cours d'eau n'est que la réunion d'autres cours d'eau moindres, composés eux-mêmes d'autres cours d'eau plus petits, et ces cours d'eau si nombreux ne sont pas tous influencés dans leurs crues par les mêmes causes, de sorte que leurs crues ne coïncident pas nécessairement ; mais rien ne s'oppose à ce qu'elles coïncident en plus ou moins grand nombre. Ainsi, représentons pour chacun d'eux leur plus grand volume par 6 et par 5, 4, 3, 2, 1 les volumes intermédiaires jusqu'à celui de l'étiage. Le volume d'eau qui passera à un point donné pourra être regardé comme le produit de tous les affluents arrivés à un certain point de crue. Son maximum ne sera donc atteint qu'autant que tous ses affluents le lui apporteront simultanément. La probabilité de ce résultat peut être comparée à celle d'amener, dans le jet d'un grand nombre de dés, autant de 6 qu'il y a de dés. Or tout le monde sait combien, quand le nombre de dés est un peu considérable, cette coïncidence présente peu de probabilités, combien, au contraire, les résultats moyens deviennent probables ; cependant, si peu probables que soient ces résultats extrêmes de ceux qui en diffèrent peu, ils le deviennent par la répétition d'un grand nombre de jets.

L'histoire de toutes les crues confirme ce que nous venons d'avancer, et comme celles que l'on connaît ne sont pas elles-mêmes les produits des maxima de tous les affluents supérieurs, il faut regarder comme possibles des crues plus considérables que celles qu'on a vues jusqu'à présent. Dans la partie supérieure d'un grand cours d'eau naturel, là où les affluents sont encore en petit nombre, les crues maxima sont plus probables, plus fréquentes, mais il est moins probable qu'elles seront dépassées ; dans la partie inférieure où les crues sont le

produit de nombreux affluents, les grandes crues sont plus rares, mais la limite possible de leur hauteur est bien plus considérable.

Il est d'ailleurs hors de doute que les travaux publics et particuliers exécutés dans les vallées ont eu pour résultat d'augmenter les crues. Il est donc indispensable, en exécutant ces travaux, de se rendre toujours compte de l'influence qu'ils doivent avoir sur le régime des grandes eaux et d'en apprécier toutes les conséquences. Cette prévision des résultats doit servir continuellement de guide dans l'étude des dispositions à adopter pour les projets; car, si la nature des dommages et accidents peut varier à l'infini, les ressources du métier de l'ingénieur ne sont pas moins nombreuses. »

Calcul du remous produit par un pont. — Un pont, par ses piles et par la retombée de ses arcs, produit toujours un barrage partiel, un rétrécissement du courant, une diminution dans la section d'écoulement.

Le débit restant le même, il faut que la diminution de section soit compensée par un accroissement de vitesse ; or cet accroissement de vitesse ne peut s'obtenir que par une chute ou remous brusque de l'amont à l'aval. La hauteur du remous sera d'autant plus considérable que les piles et les voûtes occuperont une plus grande portion de l'ancienne surface d'écoulement. C'est ce remous que nous nous proposons de calculer.

La question, dit M. Bresse, est extrêmement difficile à résoudre d'une manière satisfaisante. Il n'est guère possible d'analyser à fond le phénomène, à cause de sa complication : la loi suivant laquelle se contractent et s'épanouissent les filets fluides, l'influence de leur frottement naturel et des mouvements tumultueux, sont des choses imparfaitement connues et qui jouent ici le principal rôle.

D'un autre côté, s'il y a accroissement de vitesse au passage sous le pont, cet accroissement ne persiste pas à l'aval puisque le lit retrouve ses dimensions naturelles ; à la disparition de l'accroissement de vitesse doit donc correspondre une surélévation des eaux à l'aval. — Cette surélévation ne paraît pas être fort sensible, car les frottements et les chocs de tous genres absorbent l'excédant de force vive qui n'a plus besoin de se manifester par un travail de la pesanteur, c'est-à-dire par une surélévation de la masse liquide.

Nous admettrons donc que le niveau d'aval est celui que les eaux prendraient naturellement si le pont n'existait pas. — Ceci posé, appelons :

Q, le débit du cours d'eau au moment des crues, ce débit a été calculé ;

L, la largeur primitive du lit ;

l la largeur réduite sous le pont ;

h la profondeur moyenne du cours d'eau primitif, supposé à section rectangulaire ;

m le coefficient de contraction, c'est-à-dire la proportion dans laquelle les piles déterminent la contraction des filets liquides, et réduisent la largeur réelle du débouché, largeur qui est égale en apparence à l, mais qui en réalité n'est que de ml ;

y la hauteur du remous, c'est-à-dire la différence entre le niveau des eaux un peu à l'amont, et le niveau des eaux sous le pont ou à l'aval.

La section d'amont a pour surface $L(h+y)$, et comme elle donne passage à un débit Q, les filets liquides y prennent une vitesse moyenne $V = \frac{Q}{L(h+y)}$;

De même la section d'écoulement sous le pont a pour surface mlh, et les filets liquides y prennent une vitesse moyenne $V' = \frac{Q}{mlh}$.

La hauteur de chute qui correspond à la vitesse V est, d'après les formules de l'hydraulique, égale à $\frac{V^2}{2g}$, et celle qui correspond à la vitesse V′ est $\frac{V'^2}{2g}$; la différence de ces deux hauteurs doit être égale au remous y; il en résulte l'équation :

$$(1) \qquad \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{m^2l^2h^2}-\frac{1}{L^2(h+y)^2}\right)=y$$

qui permet de calculer y.

C'est une équation au 3me degré, que l'on peut résoudre facilement par approximations successives : on fera d'abord $y = 0$, dans le premier membre, et le second membre prendra une valeur y_1, on fera $y = y_1$ dans le premier membre, et l'on trouvera pour le second membre une nouvelle valeur y_2, et ainsi de suite jusqu'à ce que la différence entre deux valeurs successives d'y soit insignifiante.

Reste à fixer la valeur du coefficient m; il dépend de la forme des piles et surtout de l'ouverture des arches.

Gauthey le fait égal à 0,95 lorsque les piles sont terminées par un angle aigu;
— — 0,90 — par un demi cercle,
— — 0,85 — carrément,
— — 0,70 lorsque les arches sont petites et noyées aux naissances.

Avec les grandes arches qui sont en usage aujourd'hui, et avec la réduction apportée à la largeur des piles, on peut fort bien ne prendre que 0,90 pour la valeur du coefficient de contraction; à moins que les retombées des voûtes ne plongent profondément dans l'eau lors des crues, auquel cas on peut descendre à 0,75.

Application. — Prenons comme application un cas que peut présenter la Seine, à Paris, soit :

$$Q = 1250^m \quad L = 150^m, \quad h = 6^m,50$$

On franchit le fleuve avec un pont de cinq arches ayant chacune $27^m,20$ d'ouverture et séparées par quatre piles de $3^m,50$ de large. — De ces diamètres résulte :

$l = 136^m$ et, si nous prenons $m = 0,90$, il viendra : $ml = 122$, substituant dans l'équation (1) et calculant les valeurs successives d'y, nous trouverons environ :

$$y = 0^m,061$$

et la vitesse moyenne des eaux sous le pont sera de $1^m,60$.

En admettant que la vitesse moyenne est les 0,80 de la vitesse maxima à la surface, on trouve que celle-ci sera de $2^m,00$. — La navigation sera donc devenue impossible; elle s'arrête, en général, à la montée lorsque la vitesse superficielle est de 1 mètre, et à la descente, lorsque la vitesse est de $1^m,50$.

Navier a donné, pour calculer le remous, une formule différente qu'il serait superflu de démontrer ici, et que nous nous contenterons de reproduire. La voici :

$$(2) \qquad \frac{Q^2}{2gm^2l^2}\left(\frac{1}{h+0,57y}\right)^2-\frac{U^2}{2g}=$$

La lettre U représente la vitesse moyenne du courant naturel, c'est-à-dire le quotient du débit par la section de la rivière.

Si nous appliquons cette formule à l'exemple précédent, en procédant encore par approximations successives, nous trouvons pour y environ $0^m,05$.

Cette formule donne donc une valeur un peu moindre pour le remous; il sera plus sûr de se servir de la première.

Observation de Vicat. — Dans une note publiée en 1836, Vicat a scrupuleusement étudié l'influence du pont de Souillac, que lui-même avait construit, sur la surface des eaux de la Dordogne, aux abords de cet ouvrage. — Cette étude met bien en relief, non-seulement les cataractes longitudinales, mais encore les courants traversaux dont les levées d'accès insubmersibles déterminent la formation. (*Voir* les figures 1 à 4 de la planche 2...)

En février 1833, dit Vicat, des pluies abondantes combinées avec la fonte des neiges de la haute Auvergne, firent monter la Dordogne au plus haut point où on l'ait vue depuis 1783. La vallée, dans toute sa largeur, offrait l'aspect d'un grand lac. Les avant-becs des piles du pont de Souillac étaient couverts jusqu'aux couronnements, et les, eaux en se précipitant sous les arches, y formaient d'effrayantes cataractes.

En amont du pont, le cours de la rivière, figure 3, est rectiligne et arrive à angle droit sur l'axe longitudinal de cet ouvrage; en aval, il dévie à gauche en formant une courbe d'un immense rayon. La plaine qui s'étend sur la gauche offre une dépresssion parallèle au cours de la rivière, à environ 300 mètres de la rive; c'est la trace d'un ancien lit. Cette plaine est traversée par la levée insubmersible qui accède au pont (*fig.* 1). Quand les eaux débordent, elles arrivent des régions supérieures par la dépression susdite, et rencontrent la chaussée contre laquelle elles s'élèvent en formant une nappe qui, stagnante d'abord, prend de la pente à mesure que l'on s'approche de la rive, et finit par produire un courant rapide qui longe la chaussée et se précipite enfin sous la première arche. A l'issue de cette arche, ce même courant, augmenté d'une partie du trop plein de la rivière, tourne subitement à gauche, et se jette avec force dans la plaine d'aval, où l'appelle puissamment la dépression dont on a parlé.

De l'amont à l'aval de la levée, il s'établit une dénivellation d'un mètre.

Sur la première pile rive droite où se portait le plus fort du courant, on remarque (*fig.* 4) une dénivellation de $1^m,125$ de l'avant-bec à l'arrière-bec, et il se formait, le long de cette pile, une cataracte dont le maximum de dépression était de $2^m,62$ comme la figure l'indique.

Il fallait des fondations bien solides pour résister à de pareils effets. Il est évident qu'il eût fallu ménager, dans la levée rive gauche, à 150 mètres au moins du pont, une large voûte de décharge, afin d'offrir une issue directe aux eaux dirigées suivant la dépression de terrain signalée plus haut.

Il eût été préférable, en outre, de substituer des arcs de cercle aux voûtes en plein cintre, dont la naissance commençait près de l'étiage; car, à $6^m,00$ au-dessus de l'étiage, des voûtes en plein cintre ou en anse de panier, ne laissent point que d'intercepter une notable partie du débouché linéaire.

Vicat fait remarquer que les avant-becs circulaires apportent un obstacle à l'écoulement, et qu'à part les considérations de coup d'œil et de durée, les avant-becs triangulaires sont rationnellement et effectivement préférables. — Mais nous aurons lieu de revenir ultérieurement sur cette question de la forme à donner aux piles.

Détermination du débouché. — Nous avons maintenant tous les éléments

nécessaires pour apprécier si le débouché d'un ouvrage projeté est suffisant. — Il va sans dire que ces éléments doivent être pris au moment des plus grandes crues du cours d'eau.

Le débouché d'un pont qu'on projette, dit Gauthey, est moins difficile à bien déterminer lorsqu'il existe près de son emplacement d'autres ponts sur la même rivière. Alors on a soin de mesurer pendant les crues la section du fleuve au passage de ces ponts et d'observer la vitesse de l'eau et la chute qui se forme ordinairement en amont. — Au moyen des comparaisons fournies par ces données, on peut quelquefois, fixer le nouveau débouché d'une manière assez exacte.

Cette règle de Gauthey ne doit pas être appliquée aveuglément, car elle pourrait conduire à des résultats absurdes. Elle est bonne lorsque les circonstances locales de pente et de lit ne varient pas entre le pont projeté et le pont ancien que l'on prend comme point de départ. Mais, si quelque variation se produit, il faut se garder d'adopter la règle précédente ; les remarques de Dupuit, que nous avons citées, le font bien voir; la hauteur d'une même crue est essentiellement variable aux divers points d'un cours d'eau, elle dépend de la conformation du lit en chaque point, et il serait imprudent d'appliquer à deux points même voisins, mais placés dans des conditions différentes, les résultats trouvés pour l'un d'eux.

Tout ce qu'on a le droit de faire, c'est d'adopter la valeur du débit, calculée exactement en un de ces points, en lui faisant subir une correction que nous indiquerons plus loin.

Gauthey émet, relativement au débouché, une seconde observation qui nous paraît aussi contestable. Il prétend qu'il y a danger de donner à un pont un débouché trop grand. Supposez que la section libre, sous un pont, soit supérieure à celle que le cours d'eau présente aux environs ; il se produira au passage un ralentissement de vitesse qui déterminera des atterrissements ; mais ces atterrissements ne tarderont à s'arrêter lorsque la section d'écoulement sera ramenée à des proportions convenables. On aura tout simplement construit un pont d'une trop grande largeur, mais nous ne pensons point qu'il puisse se manifester des inconvénients au point de vue de l'écoulement.

Les ponts ne périssent jamais que par défaut de débouché; la trop grande diminution de la section est seule à craindre. L'augmentation n'a guère d'inconvénients qu'au point de vue de la dépense.

Ainsi, le desideratum serait d'établir le pont sur toute la largeur qu'occupent les plus fortes crues; il n'y aurait plus que les piles qui formeraient obstacle à l'écoulement, et, comme nous l'avons dit, dans l'état actuel, leur épaisseur est généralement assez faible relativement à l'ouverture des arches.

Tel est l'avis formulé par Dupuit.

Mais, il est bien rare que l'on agisse ainsi, car on serait entraîné fréquemment à donner aux ouvrages, un développement trop considérable. Les ponts n'occupent d'ordinaire que la largeur du lit proprement dit de la rivière ; quelquefois même, les culées font saillie en rivière notamment sur les rives convexes.

Il y a donc un rétrécissement notable du lit, soit que celui-ci soit profondément encaissé, et que le cours d'eau ne déborde jamais, soit au contraire que le cours d'eau soit susceptible de déborder et de former des courants latéraux dans la vallée.

Toutes les fois que ces courants latéraux existent, il faut leur ménager des issues spéciales, au moyen d'arches de dimension plus ou moins grandes, con-

struites dans les levées d'accès; nous avons vu les effets que l'absence de ces arches de décharge produisait au pont de Souillac; ils se sont manifestés plus d'une fois par la ruine des fondations.

En ce qui touche le courant principal, qui suit toujours le lit majeur du cours d'eau, il convient d'étudier l'obstacle que lui causera la présence du pont; ainsi que nous l'avons déjà dit, en général ce ne sont point les piles elles-mêmes qui gênent le plus l'écoulement, car elles n'occupent maintenant que le $\frac{1}{8}$ ou le $\frac{1}{10}$ du débouché linéaire, tandis que dans les ponts anciens elles en prenaient le tiers. Ce qui rétrécit le débouché linéaire, ce sont les retombées des arches, lorsque ces arches ont leurs naissances voisines de l'étiage et que la hauteur des crues est considérable.

Lorsqu'on s'aperçoit que le rétrécissement sera trop considérable, il faut ou bien surélever les arches, ou leur donner un profil en arc de cercle surbaissé.

Dans tous les cas, on calculera par les formules que nous avons indiquées plus haut la valeur du remous et la vitesse maxima que les eaux seront susceptibles de prendre sous le pont.

Cette vitesse donnera d'utiles indications sur la profondeur des affouillements à craindre, en se reportant au tableau suivant, que donne M. Morandière :

NATURE DU SOL.	VITESSE AU DELA DE LAQUELLE LE SOL EST ENTAMÉ.	NATURE DU SOL.	VITESSE AU DELA DE LAQUELLE LE SOL EST ENTAMÉ.
Terre, boue détrempée.	0.08	Pierres cassées. Silex anguleux. . .	1.22
Argile.	0.15	Cailloux agglomérés.	1.52
Sable.	0.30	Roches lamelleuses.	1.83
Gravier.	0.61	Roches dures.	3.00
Cailloux.	0.91		

Ainsi la question du débouché est quelque chose d'un peu arbritraire; quel qu'il soit, il suffit toujours à un débit quelconque; il s'établit une cataracte dont la hauteur est en rapport avec la vitesse à produire. Mais, il y a des limites au delà desquelles cette vitesse devient dangereuse et compromet la solidité du travail.

Aujourd'hui, les grands remous ne sont plus guère à craindre avec les ponts de construction moderne, établis sur les rivières navigables. Car, on réduit le débouché linéaire infiniment moins qu'on ne le faisait autrefois, et en outre les exigences de la navigation forcent à donner aux arches bien plus de hauteur qu'on n'en donnait autrefois.

Pourvu que l'on ait soin de ménager des arches de décharge pour les courants latéraux, on n'a rien à craindre au point de vue de l'écoulement principal. Il suffira de se conformer aux indications fournies par les ingénieurs de la navigation, avec lesquels on doit s'entendre par une conférence préalable.

Il y a peut-être plus de précautions à prendre pour les petits ponts qu'on établit sur les rivières non navigables; car on manque quelquefois de renseignements ou on ne se donne pas la peine d'étudier attentivement le cours des eaux. Les mêmes dangers sont cependant à craindre sur ces cours d'eau secon-

daires, et la question du débouché doit toujours y être traitée avec la plus grande attention.

Rappelons à ce sujet que les services départementaux et vicinaux doivent toujours demander une conférence aux ingénieurs du service hydraulique, avec lesquels ils doivent s'entendre pour les dimensions à donner aux ponts projetés sur un cours d'eau quelconque.

Indications à tirer de la superficie des bassins. — Les notions précédentes ne seraient point complètes si nous ne parlions ici des indications utiles que l'on peut tirer de la connaissance de la superficie des bassins dont les rivières recueillent les eaux.

Gauthey avait déjà compris l'avantage de ces indications, et il s'exprime ainsi à la page 182 de son *Traité des ponts*.

La quantité d'eau, à laquelle livre passage le lit d'une rivière, semble d'abord devoir être partout proportionnelle à la surface du terrain sur lequel tombent les eaux de pluie qui vont se rendre au point du cours de la rivière où l'on élève le pont. Cependant, en partant de ce principe on pourrait commettre de grandes erreurs. En effet, on a observé que la quantité d'eau qui tombe pendant la même année est très-différente dans des lieux différents ; et de plus, la nature, l'inclinaison du terrain qui la reçoit influent beaucoup sur la manière dont elle s'écoule avec plus ou moins de vitesse, ou dont elle pénètre la terre à une plus ou moins grande profondeur. Il est facile d'ailleurs de voir que c'est moins la quantité d'eau tombée pendant toute l'année qu'il faudrait prendre en considération que celle qui, tombant à l'époque des grandes pluies, ou résultant de la fonte des neiges, aurait donné lieu à une crue considérable. Cependant s'il y a beaucoup de circonstances où l'on ne doive point s'attacher à cette considération, il ne faut pas la négliger entièrement : elle peut donner lieu à des rapprochements utiles en l'appliquant à des lieux voisins les uns des autres et où la disposition et la nature du terrain seraient à peu près les mêmes.

C'est un de ces rapprochements, que Gauthey présente dans son traité, en prenant pour exemple le pont de Bonpas sur la Durance.

Ce pont de bois est établi entre deux digues qui limitent latéralement le cours d'eau et qui sont éloignées l'une de l'autre de 534 mètres. Cette largeur n'est occupée que dans les crues ; en basses eaux, la largeur du lit n'est que de 110 mètres et la profondeur moyenne de $1^{m},30$. Lors des crues, la hauteur des eaux atteint 3 mètres, et la surface du débouché est de 1,530 mètres carrés.

Le lit de la rivière n'étant point encaissé, et, sa largeur étant considérable relativement à sa profondeur, il était difficile de connaître sa vitesse moyenne avec quelque exactitude.

Mais on trouve, à 40 kilomètres au-dessus de Bonpas, le pertuis de Mirabeau : la Durance y coule dans une crevasse profonde, entre deux parois de rocher distantes de 180 mètres, et, lors des crues les plus fortes, elle y prend une vitesse moyenne de $4^{m},12$ sous une profondeur de $4^{m},87$, d'où résulte un débit maximum de

$$180 \times 4{,}12 \times 4{,}87 \quad \text{ou} \quad 3612 \text{ mètres cubes par seconde.}$$

Entre Mirabeau et Bonpas, la Durance ne reçoit pas d'affluent de quelque importance : le bassin dont les eaux se déversent à Bonpas dépasse d'$\frac{1}{18}$ le bassin correspondant à Mirabeau.

Admettant une variation des débits, proportionnelle à la variation des bassins,

nous trouvons que le débit maximum à Bonpas sera de 3,838 mètres cubes, ce qui, pour une section de 1,530 mètres carrés donne une vitesse moyenne de 2m,51.

On trouvera dans le cours de M. Morandière d'autres applications intéressantes de la même méthode.

Les observations pluvio-métriques, auxquelles on se livre aujourd'hui sur presque toute l'étendue de la France et dont nous aurons lieu d'étudier les résultats dans notre *Traité des eaux*, peuvent fournir quelques renseignements sur le débit des cours d'eau.

On connaît, pour chaque partie d'un bassin, la hauteur d'eau qu'elle reçoit annuellement sous forme de pluie. De cette eau, une partie est absorbée dans le sol, l'autre s'écoule à la surface : la proportion entre ces deux parties dépend évidemment de la nature du sol.

Ainsi, le rapport entre le volume de la pluie tombée et le volume débité par la Seine est de 0,286; pour l'Eure, il n'est que de 0,155; pour la Garonne, au contraire, il est de 0,65 et pour la Saône, à Lyon, de 0,50. Le débit des grands fleuves ne comprend pas seulement l'eau qui a suivi la surface du sol, mais encore le produit souvent très-considérable des sources de fond. Cependant, à l'étang de Gondrexange qui alimente le canal de la Marne au Rhin, on recueille près de 0,50 de la quantité de pluie tombée; mais, pour les étangs où l'on recueille une partie des eaux qui alimentent Versailles, étangs qui reçoivent l'égout de terres perméables parfaitement cultivées, il a paru prudent de ne compter que sur les 0,06 du volume de la pluie.

On voit en somme qu'on ne peut obtenir de la sorte que des résultats peu utiles au point de vue du débouché; ce ne sont que des moyennes fort intéressantes à d'autres points de vue mais que nous regardons comme insignifiants pour la construction de ponts.

On a quelquefois donné la règle suivante :

Lorsqu'un pays est plat et bien cultivé, comme le Nord et la Belgique, il faut donner aux ponts 0m,905 de débouché par kilomètre carré de la superficie du bassin; dans un pays moyennement accidenté, on devra donner 0m,125 par kilomètre carré.

Cette règle est absolument inexacte.

La seule méthode qui puisse conduire à des résultats satisfaisants, c'est l'expérience directe, pratiquée comme nous l'avons indiqué.

HAUTEUR ET LARGEUR DES ARCHES D'UN PONT

Hauteur des arches. — La hauteur des arches d'un pont est fixée par plusieurs circonstances :

1° *Par la hauteur maxima des crues.* — On s'accorde à dire qu'il convient de réserver une hauteur libre de 2 mètres entre les plus hautes eaux et le sommet de l'intrados, afin de laisser un passage libre pour les arbres et les épaves de toutes natures que les eaux peuvent entraîner.

Cependant, cette hauteur de 2 mètres est excessive en bien des cas et conduirait à des hauteurs trop considérables; il arrive bien souvent qu'on la réduit à 1 mètre et même moins.

Ainsi, à Paris, la plus grande crue connue s'est élevée à 8m,80, et l'administra-

tion exige que le sommet de l'intrados des voûtes soit placé à $0^m,45$ plus haut, c'est-à-dire à $9^m,25$ au-dessus de l'étiage.

Ce ne serait point une latitude assez forte sur une rivière torrentielle, qui peut charrier des corps flottants de grandes dimensions. Il conviendrait alors d'adopter une hauteur libre de 2 mètres; pour les petites rivières, on peut se limiter à 1 mètre.

2° *Par les besoins de la navigation.* — La considération la plus importante pour fixer la hauteur des arches est celle qui est relative aux besoins de la navigation. Il faut que, jusqu'à la limite des plus hautes eaux navigables, les bateaux de la plus grosse dimension usuelle, puissent passer facilement sous les arches marinières.

Sur la Seine, on demande qu'il soit ménagé au-dessus des plus hautes eaux navigables au moins un rectangle libre de 4 mètres de hauteur sur 6 mètres de largeur. C'est une condition qui paraît applicable à toutes les grandes voies navigables. Au reste, c'est dans la conférence avec les ingénieurs de la navigation que la hauteur des arches est définitivement arrêtée.

Largeur des arches. — La largeur des arches doit être fixée aussi par les besoins de la navigation. Mais, en réalité, cette considération n'est plus qu'accessoire aujourd'hui, car la largeur des arches est toujours bien supérieure à ce qu'il faut pour un bateau.

En elles-mêmes, les voûtes de dimension moyenne (15 à 20 mètres) sont plus économiques de construction et exigent moins de soin que les grandes voûtes; mais, elles ont l'inconvénient de multiplier les supports de fondation. Elles ne conviennent donc guère que là où les fondations sont très faciles et d'un prix modique.

Dès que les fondations deviennent coûteuses et descendent à 4 ou 5 mètres au-dessous de l'étiage, il convient de recourir à des arches de plus grande ouverture, 25 mètres par exemple; lorsque les fondations descendent à 6 ou 8 mètres au-dessous de l'étiage, il y a en général avantage à adopter des ouvertures de 30 à 35 mètres. Enfin, lorqu'il faut descendre plus profondément encore, lorsqu'il faut par exemple recourir à des fondations tubulaires, on cherche à augmenter l'ouverture par tous les moyens possibles et en général on a recours aux larges travées métalliques.

Dans chaque cas, c'est par une étude attentive que l'on arrivera à se rendre compte des dimensions les plus favorables; il conviendra en général de dresser plusieurs projets pour se rendre un compte exact des dépenses comparatives.

Nombre des arches. — Les architectes anciens posaient en principe que le nombre des arches devait être impair. Au point de vue de l'effet architectural, cette assertion paraît sans fondement.

Au point de vue de l'écoulement des eaux, elle semble mieux fondée; dans un cours d'eau rectiligne, la plus grande profondeur est en général au milieu, et ce serait un tort d'y placer une pile, c'est-à-dire d'obstruer le courant précisément à l'endroit où il possède sa plus grande vitesse.

Mais, ce fait ne se produit pas toujours, et alors il n'y a pas de raison pour ne point placer de pile au milieu du pont.

Du reste, la question devient insignifiante dès que l'ouvrage présente un certain nombre d'arches.

Profil en long du pont. — L'habitude s'est introduite de faire des ponts horizontaux, c'est-à-dire de placer les sommets de tous les intrados sur une

même ligne horizontale, ainsi que la plinthe ou couronnement et la chaussée elle-même.

Nous trouvons, à cette manière de faire, plusieurs inconvénients :

1° Un pont horizontal pèche toujours un peu au point de vue de la perspective; en effet, d'abord les deux rives d'un fleuve important ne sont pas en général au même niveau; en outre la surface transversale des eaux ne paraît pas être horizontale, du moins pour les courants à grande vitesse; quelques observateurs prétendent qu'elle est convexe en temps de crue et concave en temps de décrue. Des mesures récentes ont montré qu'en général cet effet était peu sensible. Quoi qu'il en soit, il est rare qu'une longue ligne horizontale, comme la plinthe d'un pont, placée au-dessus d'un large cours d'eau, ne paraisse point légèrement convexe vers le bas, c'est-à-dire que le pont semble s'être légèrement tassé en son milieu. Suivant nous, cet effet s'observe nettement sur quelques ponts horizontaux;

2° Un pont horizontal se prête moins bien à l'écoulement des eaux; il faut donner aux caniveaux une série de pentes et de contre-pentes pour mener l'eau à des gargouilles sous trottoirs traversant la maçonnerie et débouchant dans la rivière; les eaux traversant plus facilement la chaussée et les maçonneries qui la supportent, celles-ci doivent être protégées par une chape imperméable.

3° Un pont horizontal exige des arches égales; donc on est forcé de leur donner à toutes le maximum de hauteur exigé par la navigation. Il en résulte un accroissement dans la hauteur des remblais d'accès et quelquefois une gêne considérable lorsqu'il y a des maisons préexistantes. Au contraire, avec un pont incliné, on réserve à la navigation par exemple l'arche centrale et l'on adopte pour les autres arches des hauteurs moindres.

Lorsque les arches ont des hauteurs notablement différentes, il convient pour l'effet architectural de faire varier aussi l'ouverture; du reste, cela est commandé par la théorie, afin que les poussées exercées de chaque côté d'une pile soient égales. Nous dirons plus loin dans quel rapport il faut faire varier les ouvertures.

Un pont incliné se prête parfaitement à l'écoulement des eaux que l'on conduit en dehors du pont où l'on s'en débarrasse facilement; on est dispensé de percer par des gargouilles le massif de maçonnerie, et si la chaussée est solide et épaisse, on peut donner moins de soins à la chape; nous pensons même qu'on peut arriver à lui substituer un simple rejointement en ciment, car l'expérience nous a prouvé que l'eau ne pénètre pas profondément dans une bonne chaussée empierrée, s'égouttant facilement et présentant une pente longitudinale de $0^m,01$.

Nous croyons donc devoir recommander l'emploi des ponts inclinés, toutes les fois qu'il est possible.

Lorsqu'on peut réunir les sommets de toutes les arches par une parabole à axe vertical, dont le sommet est au milieu du pont, et qu'on adopte pour le profil du couronnement une parabole parallèle, l'effet est plus élégant et moins roide que lorsqu'on compose le profil avec deux droites inclinées, se coupant sur le milieu du pont.

Mais ces considérations ne sont pas capitales, en somme, et nous ne nous y arrêterons point davantage.

Largeur d'un pont. — La largeur d'un pont dépend de la circulation qu'il doit desservir. Nous ne parlerons point des ponts pour chemins de fer, dont nous verrons ultérieurement les profils en travers pour une et pour deux voies.

La largeur d'un pont route est, comme la largeur des rues, fixée par le nombre de files de voitures auxquelles on veut donner passage, et par l'importance de la circulation des piétons. Nous prierons le lecteur de se reporter pour ce sujet à ce que nous avons dit dans notre traité des routes.

La largeur limite des chargements circulant sur les voies publiques est fixée à 2^{m},50.

Donc une largeur de voie est de..	2^{m},50
La largeur nécessaire pour deux voies est de..	5^{m},00
Et l'on admet que pour trois voies, on a une largeur suffisante avec. .	7^{m},00

Ce n'est que dans les grandes villes que l'on trouve des ponts d'une largeur supérieure à 7 mètres.

Un trottoir de 0,75 suffit au passage d'une personne, et elle n'a rien à craindre des voitures.

Pour deux personnes, il faut un trottoir de 1 mètre.

Au delà, on tombe dans les trottoirs de luxe, dont on trouvera des exemples dans les divers ponts dont nous donnerons les dessins.

Lorsqu'on ne veut point de trottoirs, parce qu'on le juge inutile, il faut entre la limite de la chaussée et le parapet, soit une bordure formant chasse-roue, soit une série de bornes, occupant une largeur de 0^{m},40 environ.

De sorte que : le minimum de largeur d'un pont à une voie s'obtiendra comme il suit :

Un trottoir de..	0,75
Une chaussée de.	2,50
Une bordure de.	0,40
Largeur totale entre parapets.. . .	3,65

Le minimum de largeur d'un pont à deux voies, en admetant que les piétons suivent la voie des voitures, ce qui leur est possible dans ce cas, s'obtiendra comme il suit :

Deux bordures de 0^{m},40, ensemble..	0,80
Une chaussée de..	5,00
Largeur totale entre parapets. . . .	5,80

Un pont à trois voies, suppose une certaine circulation en piétons, et exige au moins deux trottoirs de 1 mètre, de sorte que sa largeur minima entre parapets est de 9 mètres.

Généralement, on ne descend pas jusqu'aux dimensions minima que nous venons d'indiquer. Cependant nous pensons qu'en bien des cas, par raison d'économie, on devrait le faire, notamment sur les chemins vicinaux ; et, comme on peut facilement obtenir un encorbellement de 0^{m},25 sur chaque tête, et adopter des garde-corps métalliques placés à l'aplomb de l'extrémité, et scellés au moyen d'équerres dans le trottoir, il en résulte que :

La largeur minimum d'un pont à une voie entre les têtes peut être réduite à. .	3^{m},25
— — à deux voies — —	5^{m},40

Nous ne disons point qu'il faille adopter toujours ces dimensions réduites.

Mais, ce que l'on doit éviter par-dessus tout, c'est de donner une portion de largeur inutile :

Ainsi, il ne faut pas faire une chaussée trop large pour une voiture, et trop étroite pour deux, ou trop large pour deux voitures et trop étroite pour trois, ou un trottoir trop large pour une personne, et trop étroit pour deux, etc...

De même, toutes les fois qu'on ne doit point s'attacher à l'effet produit, il faut supprimer les parapets à grande largeur, et adopter des garde-corps métalliques, simples et solides, qui, il est vrai, sont en général d'un médiocre aspect sur les ponts de pierre, mais qui économisent la largeur, et par suite la dépense.

Dans les grands travaux, il est permis de sacrifier quelque peu à l'effet architectural et à la décoration ; dans les travaux courants, il convient de rechercher la simplicité et l'économie.

Fondations. — Dans le traité de l'exécution des travaux, nous avons étudié en détail les divers genres de fondations, applicables aux ouvrages de toute nature. Nous ne reviendrons point sur ce sujet, et nous ne nous occuperons ici que de la superstructure des ponts, c'est-à dire de toute la partie située au-dessus de l'étiage.

CHAPITRE II

DES COURBES D'INTRADOS

Dans les ponts, on n'a guère recours qu'à des voûtes cylindriques à génératrices horizontales ou berceaux.

Rappelons ici quelques définitions usuelles. On nomme:

Pieds-droits, les murs qui s'élèvent jusqu'à la naissance de la voûte et qui la soutiennent;

Imposte, la dernière assise des pieds-droits; dans la pratique, on donne ce nom à la moulure qui généralement indique la dernière assise;

Naissance, la ligne de séparation des pieds-droits et de la voûte;

Intrados, la surface vue à l'intérieur de la voûte;

Extrados, la surface extérieure cachée (l'extrados n'est généralement que dégrossi et recouvert d'un enduit, tandis que l'intrados est taillé avec le plus grand soin);

Reins, les parties latérales de la voûte;

Voussoirs, les pierres de la voûte formant comme une série de coins juxtaposés;

Douelle, la face courbe de chaque voussoir qui se trouve sur l'intrados;

Clef, le voussoir du milieu; il y a toujours un nombre impair de voussoirs, et la clef est le voussoir qui ferme la voûte, c'est celui que l'on place le dernier;

Ouverture, la dimension horizontale de la voûte aux naissances;

Flèche ou montée, la dimension verticale maxima, mesurée au milieu de l'ouverture, et comptée à partir de la ligne horizontale des naissances;

Surbaissement ou surhaussement, le rapport de la montée à l'ouverture: une voûte surbaissée au $\frac{1}{10}$ est telle que sa flèche est la dixième partie de l'ouverture, une voûte surbaissée au $\frac{1}{2}$ est en plein cintre; à vrai dire, le plein cintre est la limite qui sépare le surbaissement du surhaussement. Quand la flèche ou montée dépasse la moitié de l'ouverture, on a des voûtes surhaussées; elles ne sont guère usitées que sous la forme ogivale.

Une voûte est caractérisée par la forme de la section droite de son intrados. On distingue dans les ponts, les voûtes en plein cintre, en arc de cercle, en anse de panier, en ogive.

Plein cintre. — Une voûte est en plein cintre lorsqu'elle a pour section droite un demi-cercle; l'ouverture est le double de la montée.

Le plein cintre est d'un tracé simple et facile; grâce à sa courbure uniforme, il produit toujours un bon effet; c'est la courbe la plus ancienne, et pour ainsi dire la seule usitée autrefois; il faut la conserver toutes les fois que cela est possible.

Ainsi, dans les viaducs, où la hauteur ne fait jamais défaut, les voûtes sont toujours en plein cintre.

L'épure de la section droite de la voûte se trace avec facilité, au moyen d'un compas de charpentier de plus ou moins grande dimension.

Les panneaux qui servent à la taille des voussoirs, ainsi que les arcs de douelle, sont bien faciles à tracer, puisque partout la courbure est la même, et qu'un seul arc peut servir pour tout le développement.

Arc de cercle. — L'arc de cercle participe des avantages du plein cintre, mais il est disgracieux; aussi ne l'emploie-t-on pas en architecture proprement dite.

Pour la construction des ponts, il est susceptible de rendre de grands services, car il permet de donner aux arches un plus grand débouché pour l'écoulement des eaux.

Ainsi, soit un plein cintre (*abc*) (figure 4, planche I) que l'on remplace par un arc de cercle *a'cb'*, surbaissé au dixième, on ajoute à la surface d'écoulement les deux triangles mixtilignes *aa'c*, *bb'c*; le plein cintre *acb* a pour aire $\frac{\pi D^2}{8}$ ou $0{,}3927 D^2$, la surface *aa'bcb'* comprend le rectangle *aba'b'* dont l'aire est $D \times \frac{4}{10} D$, ou $0{,}4 D^2$, plus le segment (*a'cb'*) dont l'aire, calculée au moyen des tables que nous donnerons plus loin, est exprimée par $0{,}0672 D^2$; d'où résulte une aire totale égale à $0{,}4672 D^2$.

Le rapport des deux surfaces d'écoulement est donc

$$\frac{0{,}4672}{0{,}3927} \text{ ou } 1{,}19 \text{ ou environ } \frac{6}{5}$$

En substituant au plein cintre une voûte surbaissée au $\frac{1}{10}$, on augmente donc la surface libre d'environ $\frac{1}{5}$; et on facilite l'écoulement dans une proportion beaucoup plus considérable, car les retombées des voûtes ne viennent point barrer le cours des eaux.

Il conviendra donc de recourir à l'arc de cercle sur les rivières torrentielles, lorsque l'on sera forcé de réserver pour les crues le plus large passage possible.

Mais, nous le répétons, l'arc de cercle est d'un médiocre effet, surtout lorsque les piles sont relativement élevées, car il ne se raccorde pas avec elles, et les coupe sous un angle obtus.

Il fait beaucoup mieux sous la forme dite à culées perdues, c'est-à dire lorsqu'on peut traverser un ravin ou une tranchée par une seule voûte en arc de cercle, à laquelle les parois même du ravin servent de culées.

Certains ingénieurs recommandent d'employer uniquement l'arc de cercle correspondant au côté de l'hexagone régulier, c'est-à-dire celui dont l'angle au centre est de 60 degrés. On sait que, dans ce cas, l'ouverture de l'arc est égale au rayon du cercle dont cet arc fait partie. Connaissant l'angle au centre, et le rayon, il est bien facile de construire l'arc.

La montée de cet arc est égale à

$$R\left(1 - \frac{1}{2}\sqrt{3}\right), \text{ ou à } 0{,}134\,R\,;$$

son surbaissement est donc compris entre $\frac{1}{7}$ et $\frac{1}{8}$. Au point de vue de la résistance, c'est un rapport convenable.

Connaissant l'ouverture BC $= 2a$ et la montée (h) d'un arc de cercle (figure 5, planche 1), on calcule son rayon et son angle au centre par les procédés de la géométrie élémentaire. En effet, l'ordonnée BD est moyenne proportionnelle entre les deux segments h et $2R-h$ qu'elle détermine sur le diamètre, donc

$$a^2 = 2Rh - h^2 \quad \text{et} \quad R = \frac{a^2+h^2}{2h}$$

et en outre :

$$\text{tang}\,\frac{\alpha}{2} = \frac{a}{R-h} \qquad \sin\frac{\alpha}{2} = \frac{a}{R}.$$

L'arc de cercle peut se tracer en grandeur d'exécution avec un compas de charpentier, c'est-à-dire avec une règle bien rigide tournant autour d'une pointe implantée à son extrémité ; à la distance voulue du pivot, on place un traceret qui grave l'arc de cercle sur une aire en plâtre ou en planches.

Mais il arrive quelquefois que l'arc a un rayon trop grand pour que la construction directe soit facilement applicable, et il devient nécessaire de construire la courbe par points, au moyen d'ordonnées et d'abscisses.

Les tables que nous avons réunies à la fin de la section des ponts en maçonnerie pourront être fort utiles pour cet objet ; elles serviront aussi à simplifier beaucoup le métré des voûtes. Nous invitons le lecteur à s'y reporter et à se familiariser avec la pratique de ces tables.

Anses de panier. Les anses de panier sont des courbes formées d'un certain nombre d'arcs de cercle se raccordant tangentiellement les uns aux autres.

Il saute aux yeux que de pareilles courbes demandent à être tracées avec le plus grand soin ; en effet, leur courbure est discontinue et passe brusquement d'une valeur à une autre ; si la différence entre deux courbes consécutives est trop forte, l'œil s'en aperçoit d'autant plus facilement qu'il est plus exercé ; la courbe semble brisée, elle produit un très-mauvais effet et présente ce qu'on appelle des jarrets.

Ellipse. — L'ellipse est une anse de panier à une infinité de centres. C'est une courbe élégante et régulière, dont la courbure varie d'une manière continue d'un sommet à l'autre ; avec elle, les jarrets ne sont pas à craindre.

Mais la variation continue de sa courbure était précisément l'obstacle qui, pendant longtemps s'opposait à son emploi ; pour les voûtes en pierres de taille, les voussoirs ont des dimensions telles qu'il faut tailler la douelle suivant la surface cylindrique d'intrados ; l'ellipse nécessite donc un panneau spécial pour chaque voussoir, tandis qu'avec une série d'arcs de cercle le panneau ne change que lorsqu'on passe d'un arc à un autre. Maintenant, on construit les voûtes en matériaux de petite dimension, dont il n'est pas besoin de tailler les surfaces de douelle ; on les laisse planes et on substitue au cylindre d'intrados un prisme possédant une infinité de petites faces planes ; la difficulté des panneaux est donc en partie supprimée, il n'y a plus que les normales à trouver d'une manière approximative pour indiquer la direction des joints sur les têtes.

Y aurait-il à tracer autant de panneaux qu'il y a de voussoirs, qu'il ne faudrait point s'inquiéter de cette besogne supplémentaire, insignifiante et d'une exécution facile.

Nous pensons donc qu'il convient toujours d'adopter l'ellipse au lieu d'une anse de panier : elle n'a qu'un inconvénient, c'est de donner un débouché moin-

dre, car on peut toujours trouver une infinité d'anses de panier qui enveloppent l'ellipse ayant les mêmes axes; mais, si l'on tient absolument à un grand débouché, ce n'est pas à une anse de panier qu'il faut recourir, c'est à un arc de cercle.

Rappelons sommairement les principales propriétés de l'ellipse (figure 6, planche I),

L'ellipse est une courbe telle que la somme des distances d'un quelconque de ses points M à deux points fixes ou foyers F et F' est constante. On a donc la relation

$$MF + MF' = 2a = AA'$$

La courbe est symétrique par rapport à ses deux axes : le grand axe AA' ou $2a$, sur lequel se trouvent les foyers et le petit axe BB' ou $2b$.

De la définition même de la courbe se déduit immédiatement une construction pratique, dite méthode des jardiniers :

Elle consiste à prendre un cordeau de la longueur du grand axe, à en fixer par des pointes les extrémités aux deux foyers, et l'on décrit la courbe d'un trait continu au moyen d'un crayon, placé en M, de manière à tendre constamment le cordeau. Le point M appartient toujours à l'ellipse, car on a toujours $MF + MF' = 2a$.

Quand le point M vient au sommet du petit axe en B, les deux longueurs BF et BF' sont égales entre elles et égales à (a), de sorte que la longueur OF qui détermine les foyers, est donnée par l'équation

$$c = \sqrt{a^2 - b^2}.$$

La tangente à la courbe au point M est bissectrice de l'angle que forme le rayon vecteur MF avec le rayon vecteur prolongé MF'; donc, pour construire la tangente au point M, il suffit de prolonger F'M d'une longueur MK égale à MF, de joindre KF et d'abaisser du point M une perpendiculaire sur cette base du triangle isocèle KMF.

La normale MDE est perpendiculaire à la tangente, donc elle divise l'angle FMF' en deux parties égales. Le rapport des deux longueurs MD et ME, interceptées sur la normale par les axes de la courbe est constant et égal à $\frac{b^2}{a^2}$.

Mais la propriété de l'ellipse, la plus utile dans la pratique, c'est qu'on peut toujours la considérer comme la projection d'un cercle, ayant pour diamètre AA', et situé dans un plan qui fait avec le plan de l'ellipse un angle θ déterminé par la formule $\cos\theta = \frac{b}{a}$. Si l'on suppose ce cercle rabattu sur le plan de l'ellipse, il permet de construire l'ellipse par points avec une grande facilité.

En effet, les ordonnées PN, PN', correspondant à la même abscisse OP sont entre elles dans le rapport constant $\frac{b}{a}$. Si donc nous décrivons les cercles de rayon OA et OB, que nous menions un rayon quelconque ON', il rencontre le cercle intérieur en G; menons par G une parallèle au grand axe, et par N' une parallèle au petit axe, leur intersection donne un point N de la courbe. On a de la sorte autant de points de la courbe que l'on veut.

Si l'on mène la tangente au cercle en N', elle rencontre le grand axe au point T,

et la tangente à l'ellipse passe aussi en ce point T; cette tangente est donc la droite TN bien facile à tracer de la sorte.

On en déduit la normale NQ, que l'on peut encore déterminer par une autre considération; c'est la suivante : la sous-normale PQ est dans un rapport constant avec l'abscisse OP ou x du point N, et ce rapport constant est égal à $\frac{b^2}{a^2}$, donc on a :

$$PQ=\frac{b^2}{a^2}x,$$

et calculant une fois pour toutes le rapport constant, on aura rapidement la normale.

La connaissance des rayons de courbure de l'ellipse est importante, car elle est la base de la construction des anses de panier.

Le rayon de courbure aux sommets du grand axe est égal à. . $\frac{b^2}{a}$

— — petit axe — à. . . $\frac{a^2}{b}$;

Si donc on joint les points A et B (figure 7, planche I) que par S et R, on mène des parallèles à AB, la longueur OR′, représentera le rayon de courbure aux sommets du grand axe, et la longueur OS′ le rayon de courbure aux sommets du petit axe.

Remarquons encore que l'ordonnée correspondant au foyer est précisément égale à $\frac{b^2}{a}$, c'est-à-dire au rayon de courbure au sommet du grand axe.

Le rayon de courbure en un point quelconque M de l'ellipse s'obtient par la construction géométrique suivante :

Connaissant la normale MDE au point M, on lui élève en D la perpendiculaire DK qui rencontre le rayon OM en un point K, par lequel on mène une parallèle KL au petit axe. Le point L est le centre de courbure de l'élément M de l'ellipse et la droite LM est le rayon de courbure.

Ainsi, nous avons appris à construire non-seulement la normale, mais encore le rayon de courbure en un point quelconque de l'ellipse. Par ce moyen on pourra tracer facilement une ellipse à la main même en vraie grandeur; on construira les rayons de courbure aux sommets et deux rayons intermédiaires, et avec ces rayons on tracera des arcs de cercle comme on le voit sur la figure. La courbe enveloppe de tous ces arcs de cercle représente l'ellipse. Avec un peu d'habileté, on la tracera à la main avec une exactitude suffisante pour la pratique.

Dans le cas où l'on ne voudrait pas construire géométriquement les rayons de courbure, on les déduira de la formule :

$$R=\left(\frac{1+K^2}{a^2+b^2K^2}\right)^{\frac{3}{2}}a^2b^2$$

dans laquelle K représente la tangente trigonométrique de l'angle que fait avec le grand axe la normale en un point de l'ellipse.

Souvent, les épures d'exécution sont trop grandes pour que l'on puisse effec-

tuer sur ces épures avec beaucoup d'exactitude des constructions géométriques, et l'on se propose de calculer la courbe par points.

Ce calcul est facile avec l'équation de la courbe; en désignant par y les ordonnées MP et par x les abscisses OP, on a :

$$y=\frac{b}{a}\sqrt{a^2-x^2}.$$

On donnera par exemple à x une série de valeurs, croissant de $0^m,25$ en $0^m,25$ de 0 jusqu'à a et l'on en déduira les valeurs correspondantes d'y.

Le calcul peut être long, mais il n'est pas difficile; on fera bien d'en vérifier les résultats en les appliquant sur une ellipse construite directement par un des procédés graphiques que nous avons indiqués.

Du reste, on pourra simplifier beaucoup les calculs au moyen de la table que l'on trouvera à la fin de ce traité des ponts en maçonnerie.

Si l'on a besoin des normales pour la pose des voussoirs, on construira, comme nous venons de le dire ci-dessus, les rayons de courbure en quelques points M de la courbe convenablement espacés, et l'on remplacera l'ellipse par une série d'arcs de cercle décrits des points L comme centre. On pourra repérer sur l'épure les points tels que D ou les normales rencontrent le grand axe, et en exécution on retrouvera sans peine la direction de ces normales, c'est-à-dire celle des joints des voussoirs.

Nous avons tenu à résumer à peu près complètement les propriétés de l'ellipse, parce qu'il est désirable de la voir substituée presque partout aux anses de paniers; ce qui empêchait cette substitution, c'était l'ignorance de bien des constructeurs, qui préféraient une vieille routine à une méthode simple, mais exigeant quelques recherches.

Anses de paniers. — Les anses de paniers ont été inventées lorsqu'il a fallu établir des voûtes dont la montée était inférieure à la moitié de l'ouverture.

Soit à construire une voûte figure (8), planche (I), dont l'ouverture est (af) et la montée oc; on peut adopter comme intrados l'arc de cercle (acf) et on l'a fait quelquefois; mais cette solution est absolument inadmissible lorsque la naissance (af) n'est pas notablement élevée au-dessus des eaux moyennes, parce que, si les eaux s'élèvent au-dessus de (af), leur débouché linéaire horizontal diminue avec une grande rapidité, et il se produit des remous considérables; de plus, au point de vue de l'effet architectural, l'arc de cercle n'est tolérable, qu'autant qu'il est suffisamment surbaissé, parce qu'alors il constitue une solution hardie; mais un arc de cercle peu surbaissé, par exemple au tiers, est fort laid.

Il s'agit donc de construire une courbe ovale qui parte des naissances (a) et (f) tangentiellement à la verticale.

La plus simple est l'ellipse représentée en trait plein sur la figure; mais elle a l'inconvénient d'une courbure variant d'une manière continue, et jusqu'à ces derniers temps on la remplaçait par des courbes qui s'en rapprochaient et qui étaient composées de plusieurs arcs de cercle raccordés tangentiellement.

Comme l'emploi de ces courbes avait pour objet en grande partie d'augmenter le débouché, il fallait qu'elles enveloppassent complétement l'ellipse ayant les mêmes axes; par suite, les rayons des arcs aux naissances et au sommet doivent être supérieurs à ceux de l'ellipse aux mêmes points.

Or le plus grand rayon de courbure au sommet c correspond au cas où la

courbure est nulle, c'est-à-dire au cas où l'arc de cercle au sommet devient l'horizontale *cd*, Le rayon maximum de l'arc aux naissances est donc égal précisément à la montée, c'est-à-dire au petit axe *b* de l'ellipse.

Donc, l'anse de panier qui présentera le plus grand débouché sera composée d'un quart de rond (*ad*) et d'une partie horizontale *dc*.

En pratique, cette anse de panier n'est guère réalisable, à moins que la partie horizontale n'ait que peu de longueur; car, si elle avait une longueur notable, il faudrait l'appareiller en plate-bande, c'est-à-dire incliner les joints des voussoirs sur la courbe d'intrados, afin que ces voussoirs forment coin et se transmettent leur poussée.

Cette solution n'est jamais adoptée dans un pont et d'ordinaire on se donne une limite maxima pour la valeur du rayon de l'intrados à la clef; on pose quelquefois en principe que ce rayon ne doit pas dépasser le double de l'ouverture.

C'est une bonne proportion pour des arches de grande ouverture; ainsi pour une arche de 40 mètres, on ne dépassera point 80 mètres pour la valeur du plus grand rayon; l'arc du sommet de l'intrados appartiendra donc à un plein cintre de 160 mètres d'ouverture. C'est à peu près la limite maxima des voûtes en plein cintre dont l'exécution soit indiquée par la théorie comme possible.

Mais, il ne faut pas oublier que les arcs à grands rayons donnent des poussées beaucoup plus considérables; il est donc bon dans la pratique de se limiter à 40 ou 50 mètres pour le rayon au sommet des anses de panier, et même il faut se tenir au-dessous de cette limite lorsque l'arc tracé avec un pareil rayon s'étend à une assez grande distance de chaque côté de la clef.

Cependant l'arche d'essai, en arc de cercle, construite aux carrières de Souppes, à 85 mètres de rayon pour 37 mètres d'ouverture; mais c'est une construction tout à fait exceptionnelle en dehors de la pratique courante.

Pour en revenir aux diverses anses de paniers que l'on peut inscrire dans le rectangle (*abgf*), nous voyons qu'elles doivent toutes être comprises entre l'ellipse et le profil (*adc*).

Admettons pour un moment que ce profil soit possible en exécution, et voyons quel avantage il présentera sur l'ellipse au point de vue de l'aire du débouché :

L'aire du quart d'ellipse *aco* est mesurée par. . . . . . . $\frac{\pi a.b}{4}$

L'aire (*adco*) — — par. . . . . . . $\frac{\pi b^2}{4} + b(a-b)$

Le rapport des deux aires est. . . . . $\frac{\pi b^2 + 4b(a-b)}{\pi a.b.}$

Et si l'on pose $\frac{2a}{b} = m$, ce rapport devient. . . . . . . $\frac{4 - 1{,}72.m}{\pi}$.

Il est maximum pour $m = 0$, c'est-à-dire lorsque l'ellipse est infiniment aplatie jusqu'à se confondre avec l'horizontale (*af*) et minimum pour $m = \frac{1}{2}$, c'est-à-dire lorsque l'ellipse devient un plein cintre; à ce moment les deux aires sont égales.

Voici les valeurs de ce rapport pour une série de surbaissements (m).

Pour $m=0$	le rapport des aires	est.	$\frac{4}{\pi}$	ou	1,27
— $m=\frac{1}{10}$	—	est.	$\frac{3,83}{\pi}$	ou	1,22
— $m=\frac{1}{5}$	—	est.	$\frac{3,66}{\pi}$	ou	1,16
— $m=\frac{1}{3}$	—	est.	$\frac{3,43}{\pi}$	ou	1,06
— $m=\frac{1}{2}$	—	est.	1	ou	1

Ainsi, pour un surbaissement très-considérable, par exemple de $\frac{1}{10}$, on peut théoriquement augmenter le débouché de $\frac{22}{100}$; en réalité, la courbe limite n'est point réalisable, et l'augmentation aura beaucoup de peine à atteindre $\frac{15}{100}$.

Mais, quand la voûte est moyennement surbaissée, l'avantage devient insignifiant.

Dans quelques anciens ponts on a substitué à l'ellipse la double parabole que nous avons représentée en pointilé sur la figure (8). Elle est d'un tracé assez simple, car il suffit de diviser les lignes bc et ab en un même nombre de parties égales et de joindre les points de division successifs ; les droites ainsi obtenues sont des tangentes de la parabole et elles permettent de la tracer d'un trait continu. La parabole obtenue dans l'angle cba a son axe quelque part dans cet angle; c'est sur l'axe que le rayon de courbure est minimum, donc, le rayon de courbure va en diminuant depuis la naissance jusqu'à l'axe de la courbe et en augmentant depuis cet axe jusqu'au sommet.

Cette particularité est d'un médiocre effet. Au point de vue du débouché, la parabole ne diffère guère de l'ellipse, ainsi qu'on le voit sur la figure. Il convient donc de la rejeter; elle est plus difficile qu'une ellipse à tracer exactement.

On a quelquefois proposé aussi la chaînette ; elle a les inconvénients de l'arc de cercle, bien que ce soit une courbe assez pure. Elle est inutile et son emploi compliquerait inutilement la construction. C'est, comme on sait, la courbe qu'affecte un fil pesant maintenu à ses deux extrémités.

Bien que l'usage de l'anse de panier soit appelé à disparaître, nous ne pouvons cependant pas ne pas donner ici les diverses méthodes en usage pour le tracé de ce genre de courbes.

1° *Anse de panier à trois centres.* — Lorsqu'on s'est donné l'ouverture et la montée, les trois rayons ne sont point déterminés. Il faut une condition de plus.

Quelquefois on se pose la condition que les trois arcs correspondent à des angles au centre égaux, c'est-à-dire à des angles de 60°. Supposons le problème résolu, et soient $o o', o''$ les trois centres, figure (9) planche (I). Le triangle $oo'o''$ est équilatéral puisque ses trois angles sont égaux à 60°, et, si l'on appelle x la distance (do'), le second côté du triangle rectangle $d\,oo'$ est égal à $\sqrt{3\,x^2}$; d'autre part, la longueur $o''b$ est égale à $x+a$, et l'on a :

$$oc = od + dc = \sqrt{3x^2} + b = oe = oo'' + o''e = oo'' + o''a = o''b = x + a,$$

c'est-à-dire

$$\sqrt{3x^2}+b=x+a$$

équation du second degré d'où on tire :

$$x=\frac{1}{2}(a-b)+\sqrt{\frac{3}{4}(a-b)^2},$$

valeur facile à construire en prenant $dk=a-b$, construisant le triangle équilatéral dgk, et rabattant la hauteur hg de ce triangle, ce qui donne le point o'. En effet.

$$do' \text{ ou } x=dh+ho'=dh+hg=\frac{1}{2}(a-b)+\sqrt{\frac{3}{4}(a-b)^2}.$$

De la connaissance du point o', on déduira immédiatement le triangle équilatéral $oo'o''$ et par suite les trois centres.

Il y a une construction plus simple due à Huyghens, mais qui ne permet point de calculer les rayons par une formule algébrique. La voici :

On décrit sur (ab) comme diamètre un demi-cercle, on mène le rayon dm qui fait avec (da) l'angle de 60°, c'est-à-dire qu'on prend la corde (am) égale au rayon; on joint mn et par le point c on mène à cette droite une parallèle qui rencontre am au point (e) ; par ce point e on mène une parallèle à dm et l'on en déduit les centres o et o''.

Bossut s'est proposé, non pas d'avoir des arcs correspondant à des angles égaux, mais des arcs dont les rayons diffèrent entre eux le moins possible : il en résulte pour la variation brusque de la courbure la moindre valeur possible, et on obtient l'effet le plus satisfaisant pour les yeux. Figure 10, planche I.

Soit y et x les deux rayons cherchés; on a : $x-y=oo''$, $a-y=do''$, $x-b=od$; et du triangle rectangle odo'' il résulte :

$$(x-y)^2=(a-y)^2+(x-b)^2.$$

Si l'on résout cette question par rapport à x, on trouve :

$$x=\frac{\frac{1}{2}(b^2+a^2)-ay}{b-y}, \quad \text{d'où} \quad \frac{x}{y}=\frac{\frac{1}{2}(b^2+a^2)-ay}{by-y^2}.$$

Le rapport d'x à y sera minimum, ainsi que leur différence, lorsque la dérivée de ce rapport sera nulle. Egalant à zéro la dérivée de l'expression précédente et remplaçant a^2+b^2 par c^2, il vient :

$$y=\frac{bc}{c+(a-b)}, \quad \text{d'où on déduit :} \quad x=\frac{ac}{c-(a-b)}$$

Menons la droite ac, elle est égale à $\sqrt{a^2+b^2}$ c'est-à-dire à c; retranchons-en la longueur cp égale à $(a-b)$, et élevons au milieu de ap une perpendiculaire à cette droite; cette perpendiculaire nous donnera les centres cherchés o' et o''; en effet, en comparant ensemble les triangles semblables $oo''d$, $o''aq$ d'une part, $oo''d$ et cda d'autre part, on trouvera par la proportionnalité des côtés deux équations qui fourniront pour x et y les valeurs précédentes.

2° *Méthode de Perronet.* — Perronet a adopté pour les voûtes du pont de Neuilly des anses de panier à onze centres, tracées de la manière suivante :

On prend arbitrairement (figure 11, planche I) le premier rayon aux naissances ob, on divise la longueur od en cinq parties variant comme les nombres 1, 2, 3, 4, 5; on prend sur l'autre axe une longueur do_5 triple de do et on divise cette longueur en cinq parties égales. On joint les points de division correspondants des deux axes et on adopte pour les centres de courbure les points d'intersection successifs de toutes les lignes ainsi tracées $o, o_1, o_2, o_3, o_4, o_5$. Par cette construction dont le point de départ est arbitraire, on n'aboutira pas au sommet c de l'intrados, mais à un point situé soit au-dessus soit au-dessous.

Il faut donc modifier le premier rayon de manière à tomber juste au sommet : appelons x la longueur que doit avoir do et y la longueur que doit avoir do_5 pour que la courbe voulue se réalise, et soit n et m les valeurs arbitraires trouvées pour do et do_5 dans le premier essai; désignons par s la longueur du polygone $o_5 o_4 o_3 o_2 o$ dans le premier essai, et par z la longueur du même polygone lorsque la courbe voulue sera réalisée.

Le développement de ce polygone est égal au plus grand rayon O_5C, ce qui se traduit en algèbre par l'équation.

$$z+a-x=y+b. \tag{1}$$

On admet que le polygone définitif odo_5 sera semblable au polygone d'essai; c'est une condition que l'on se donne arbitrairement et l'on pose :

$$y=\frac{mx}{n} \quad \text{et} \quad z=\frac{sx}{n}.$$

Ces valeurs, portées dans l'équation (1) permettent d'en tirer la valeur de x,

$$x=\frac{(a-b)n}{m+n-s}.$$

Connaissant la valeur de x tous les rayons s'en déduisent naturellement.

Cette méthode, très-compliquée, n'est pas usuelle; on pourrait la simplifier de la manière suivante : On ferait un premier essai qui conduirait au point c', puis un second essai avec un rayon initial plus faible qui conduirait en c''. Sur une ligne droite on porterait les valeurs de x do'' et do', en o' on élèverait l'ordonnée $o'c'$ égale à cc' et en o'' l'ordonnée $o''c''$ égale à cc'' et comptée négativement. La droite $c'c''$ coupe l'horizontale en un point o qui donne la position qu'il convient d'adopter pour le centre de courbure situé sur la ligne des naissances.

Cette interpolation géométrique, à laquelle nous avons eu recours plusieurs fois déjà, est bien plus rapide que les calculs précédents.

3° *Méthode de M. Michal.* — Dans une notice publiée en 1831, M. l'ingénieur Michal se propose d'indiquer un moyen direct de tracer les courbes en anse de panier, à un nombre quelconque de centres et de calculer les quantités dont on peut disposer, de manière à satisfaire, autant que possible, aux conditions que nécessitent le débouché le plus favorable à donner aux eaux, le raccordement des arcs sans solution trop brusque de continuité et la solidité de l'appareil des voûtes. »

La méthode graphique de M. Michal est une extension de la méthode d'Huyghens que nous avons donnée plus haut pour le tracé des anses de panier à trois centres.

Supposons qu'il s'agisse de tracer une anse de panier à cinq centres (figure 5 planche II), avec une ouverture AA' et une montée Bh; décrivons un demi-cercle sur AA' comme diamètre et divisons-le en cinq parties égales; joignons les points de division au centre. Donnons-nous arbitrairement le premier rayon aux naissances Ar_1, $A'r_2$; par le point r_1, menons une parallèle $r_1 b$ à RB, cette parallèle coupe la corde AB en b; par ce point b menons une parallèle bc à BC et par h une parallèle hc à HC: nous déterminons ainsi le point c par lequel nous menons la droite cr_3 parallèle à CR; cette droite fixe les deux derniers centres r_3 et r_4. Le premier élément est seul arbitraire.

La figure 6 de la même planche représente une courbe à sept centres; on a pris arbitrairement le premier rayon Ar_1, on a mené br_1; on s'est donné arbitrairement le second rayon br_2, on a mené r_2c parallèle à RC et bc parallèle à BC; on a tracé cd parallèle à CD et hd parallèle à HD; par le point d on a mené la droite dr_3 parallèle à DR et cette droite a déterminé les deux derniers centres r_3 et r_7. Dans ce cas, nous avons donc choisi d'une manière arbitraire les deux premiers éléments.

D'une manière générale, la construction ne donne toujours que deux rayons. Donc, si la courbe est à $2n+1$ centres, c'est-à-dire à $n+1$ rayons, il y a $(n-1)$ rayons d'indéterminés.

Mais on ne dépasse jamais le nombre de neuf centres.

Le premier rayon aux naissances n'est pas absolument arbitraire; nous avons montré qu'il devait être supérieur au rayon de courbure de l'ellipse, c'est-à-dire à $\frac{b^2}{a}$ et inférieur à la montée b.

Si l'on veut opérer par tâtonnement, on pourra donc se donnner, comme point de départ, une valeur intermédiaire entre $\frac{b^2}{a}$ et b, construire une première courbe; si elle n'est point satisfaisante à l'œil, on recommencera avec un nouveau rayon initial jusqu'à ce que l'on obtienne une bonne solution.

Mais M. Michal a voulu éviter ce travail; il a cherché à déterminer la valeur des rayons arbitraires de manière à ce que les anses de panier construites avec ces rayons approchent le plus possible des ellipses qui auraient pour demi-axes la demi-ouverture et la montée. Dans cette intention, il a adopté pour longueur de chacun de ces rayons le rayon de courbure qui, dans l'ellipse correspondant à l'anse de panier à tracer, partagerait en deux parties égales chacun des arcs de l'anse de panier.

Il serait hors de propos de développer ici les formules nécessaires au calcul de chacun de ces rayons; nous nous contenterons de donner les tableaux qu'en a déduits M. Michal :

TABLEAU POUR LE CALCUL DES ANSES DE PANIER.

RAPPORT DE LA MONTÉE b A L'OUVERTURE $2a$.	RAPPORT DU 1er RAYON r_1 A LA DEMI-OUVERTURE (a).	RAPPORT DU 2e RAYON r_2 A LA DEMI-OUVERTURE.	RAPPORT DU 3e RAYON r_3 A LA DEMI-OUVERTURE.	OBSERVATIONS.
0.36	0.556	»	»	Lorsque le rapport de la montée à l'ouverture est supérieur à 0,36, on se contente de 3 centres. Au-dessous de 0,36, il faut cinq centres, et les arcs successifs occupent des angles égaux de 36°.
0.35	0.530			
0.34	0.504			
0.33	0.477			
0.32	0.450			
0.31	0.423			
0.30	0.396			
0.33	0.455	0.630	»	SEPT CENTRES. Les arcs successifs occupent des angles égaux de 25°,714.
0.32	0.431	0.604		
0.31	0.406	0.578		
0.30	0.383	0.551		
0.29	0.359	0.525		
0.28	0.336	0.498		
0.27	0.312	0.472		
0.26	0.289	0.445		
0.25	0.265	0.419		
0.25	0.259	0.341	0.597	NEUF CENTRES. Les arcs successifs occupent des angles égaux de 20°.
0.24	0.240	0.318	0.556	
0.23	0.222	0.296	0.535	
0.22	0.203	0.276	0.504	
0.21	0.185	0.251	0.474	
0.20	0.166	0.228	0.443	

L usage de ce tableau se conçoit de lui-même et le lecteur pourra en faire l'application aux deux exemples de la planche II. Étant donné la montée et l'ouverture, on divise la première par la seconde, on trouve par exemple 0,29 ; il faut donc adopter une courbe à sept centres, et l'on trouve en face du rapport précèdent pour le premier rayon le nombre proportionnel 0,359 et pour le second le nombre proportionnel 0,525 ; cela veut dire que si l'ouverture est par exemple de 20 mètres, le premier rayon sera égal à 10 fois 0,359 ou à 3m 59 et le second à 10 fois 0,525 ou à 5m, 25.

Les deux derniers rayons se déduiront de la construction graphique ci-dessus indiquée.

4° *Méthode de M. Lerouge.* — En 1859, M. l'ingénieur Lerouge a présenté un mémoire, fort intéressant au point de vue mathématique, sur la construction des anses de panier.

« La combinaison de rayons la plus convenable, dit-il, est celle qui conduit à des courbes dont les rayons varient le moins possible ; car alors la courbure s'écarte peu de celle de l'ellipse. La progression arithmétique remplit ce but ; mais elle laisse à déterminer l'ouverture des angles correspondants. En les supposant tous égaux entre eux, les développements suivent une loi analogue et qui paraît

bien propre à faire cesser l'indécision. Cette condition est celle que je me suis imposée ; elle m'a donné des résultats fort simples et faciles à vérifier. »

Partant de ce principe, M. Lerouge a établi les formules qui donnent la solution du problème, et il a dressé des tables pour les anses de panier comprenant depuis trois jusqu'à quinze centres. On trouvera ces tables aux annales des ponts et chaussées de 1839, 2e semestre, page 347 ; mais elles ont l'inconvénient de ne comprendre que les courbes dont le rabaissement, c'est-à-dire le rapport de la montée à l'ouverture, varie $\frac{1}{3}$ à $\frac{1}{5}$. C'est pourquoi nous n'avons pas cru devoir les reproduire. Nous estimons, du reste, que la méthode de M. Michal suffit à tous les besoins de la pratique.

Ogive. — Les voûtes en ogive sont celles dont la section se compose de deux arcs de cercle partant des naissances tangentiellement à la verticale et se coupant au sommet de la voûte.

Étant donné l'ouverture (*ab*) et la montée *dc*, figure 12, planche I, on construit le triangle *abc* ; au milieu des côtés *ac*,*bc* on élève des perpendiculaires qui coupent l'horizontale en des points *o* et *o'* ; ce sont les centres des deux arcs.

L'ogive la plus pure est celle qui correspond au triangle équilatéral ; les centres des arcs se trouvent alors en *a* et *b*.

Parmi les ponts à intrados ogival on cite le pont de Pavie sur le Tessin et quelques aqueducs.

L'ogive du vieux pont de Londres semble formée (figure 13) de deux droites prolongées vers les naissances par des arcs de cercle. On conçoit bien qu'un pareil système puisse résister, ainsi que le suivant (figure 14) que l'on rencontre en Orient ; Gauthey indique sous cette forme le profil du pont d'Ispahan.

Conclusion sur les courbes d'intrados. — Toutes les fois qu'on possède assez de hauteur, c'est-à-dire quand la montée est au moins égale à la moitié de l'ouverture, il faut adopter le plein cintre.

Cette prescription est absolue lorsqu'il est possible d'élever les naissances du plein cintre au-dessus des plus hautes eaux, par exemple dans les viaducs.

Lorsque les naissances sont exposées à plonger dans l'eau, la considération du débouché intervient. Si, malgré la présence du plein cintre, le débouché reste encore suffisant, on doit le conserver. Sinon, on aura recours à un arc de cercle élevé sur des piles au-dessus des eaux, et l'on placera la naissance de cet arc dans le voisinage du niveau des plus hautes eaux.

Une anse de panier placée sur de hauts piliers fait moins bien que l'arc de cercle de même montée, et elle est plus difficile d'exécution.

Lorsque la montée est inférieure à la moitié de l'ouverture, on peut adopter comme profil soit l'arc de cercle soit l'anse de panier.

L'arc de cercle a l'inconvénient de donner de grandes poussées lorsqu'il est notablement surbaissé, d'exiger des matériaux très-résistants et des culées d'une forte épaisseur. Il faut le rejeter lorsque ses naissances sont exposées à plonger dans l'eau d'une manière sensible.

L'arc de cercle, peu surbaissé, ne se comprend pas et produit à l'œil un mauvais effet.

L'anse de panier donne plus de débouché que l'arc de cercle de même montée et de même ouverture ; elle est plus élégante et convient aux cas où l'on peut placer sa naissance près de l'étiage.

Parmi les anses de panier, la plus pure et, en somme, la plus facile à tracer régulièrement et exactement, est l'ellipse. C'est elle qu'il faut préférer à toutes les autres.

CHAPITRE III

THÉORIE DES VOUTES

La théorie des voûtes comprend deux grands problèmes :

1° Étant donné une voûte de dimensions et de matériaux connus, déterminer la pression ou la tension qui existent en un point quelconque de cette voûte.

2° Inversement, étant connus les matériaux dont on dispose, ainsi que l'ouverture et la montée d'une voûte, déterminer les autres dimensions de cette voûte de telle sorte que la pression ou la tension en un point quelconque ne dépasse pas des valeurs données.

Ces problèmes sont-ils résolus par la science? nous sommes malheureusement forcé de répondre non.

Bien des ingénieurs, bien des savants ont abordé la théorie des voûtes. On a mis en lumière beaucoup d'observations ingénieuses et de renseignements précieux. Mais la théorie seule ne suffit point à résoudre complétement le problème; elle n'y arrivera que lorsqu'on aura exécuté sur une grande échelle de nombreuses expériences, qui malheureusement coûtent trop cher pour qu'on puisse espérer les voir réalisées.

Dans les conclusions, qu'on trouvera à la fin de ce chapitre, nous reviendrons sur les considérations précédentes et nous nous efforcerons de faire saisir l'état exact de la question.

Nous nous proposons de donner d'abord un historique complet de la théorie des voûtes, et de passer en revue les travaux qui s'y rapportent, en nous étendant particulièrement sur ceux qui paraissent pratiquement applicables.

Il convient, au préalable, de résumer les connaissances expérimentales sur la résistance que présentent les matériaux en usage dans la construction des ponts; dans notre traité de l'exécution des travaux, nous avons déjà placé des tableaux de résistance, nous allons pouvoir les reprendre et les compléter ici, grâce aux nouveaux résultats publiés par M. l'ingénieur en chef Michelot.

Résistance des matériaux de construction. — Le tableau suivant, que nous avons cherché à faire aussi complet que possible, donne pour un grand nombre de matériaux la densité et la résistance à l'écrasement; dans la première colonne, on trouve la densité ou le poids du mètre cube en kilogrammes, et dans la seconde, la résistance à l'écrasement, c'est-à-dire la pression par centimètre carré qui détermine l'écrasement.

Il est admis par la généralité des constructeurs que l'on ne doit point

imposer aux matériaux une charge supérieure au dixième de celle qui produit l'écrasement.

Cette proportion, facile à réaliser pour des bases de supports verticaux, est généralement de beaucoup dépassée dans les voûtes ; il est certain que les pressions à la clef et aux joints de rupture doivent atteindre souvent le cinquième, le quart, le tiers, peut-être même la moitié de la résistance à l'écrasement : la théorie n'est point assez avancée pour qu'on puisse résoudre la question avec certitude.

Ce qui est certain, c'est qu'en architecture, on n'a pas craint plus d'une fois d'imposer aux supports verticaux des charges, qui paraissent effrayantes, et qui, cependant, doivent se rencontrer assez souvent dans les ponts surbaissés de grande ouverture.

Ainsi, les piliers des Invalides portent 15 kilogrammes par centimètre carré, ceux de Saint-Pierre de Rome 16 kilogrammes, de Saint-Paul de Londres 19 kilogrammes, les piliers du dôme du Panthéon 29 kilogrammes, ceux de la tour Saint-Méry 29 kilogrammes, les colonnes de l'église Toussaint à Angers 44 kilogrammes.

DÉSIGNATION DES MATÉRIAUX.	POIDS DU MÈTRE CUBE.	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ
A. — PIERRES VOLCANIQUES.		
Basalte.	2950	2000
Lave dure du Vésuve. . .		
Lave tendre de Rome et	2600	592
Naples.	1970	230
Tuf de Rome.	1220	57
Pierre ponce.	600	34
B. — PIERRES GRANITIQUES ET SILICEUSES.		
Porphyre.	2870	2470
Porphyre vert de Ternuay (Haute-Saône).	2845	1363
Porphyre brun de Bazoche (Nièvre).	2654	1269
Granit porphyroïde de Planois (Saône-et-Loire)...	2584	1080
Jaspe brèche de Saint-Gervais (Haute-Savoie). . .	2716	1839
Granit feuille morte et corail de la Haute-Saône..	2680	900
Granit gris de la Hte-Saône	2642	715
Granit gris de Bretagne. .	2740	654
Granit de Normandie. . .	2[illegible]60	702
Granit bleu d'Aberdeen. .	2620	761
Grès tendre.	2490	4
Pierre siliceuse de Dundee.	2590	740
Grès de Florence.	2560	420
Pierre porc ou puante.. .	2660	680
Grès bigarré de Phalsbourg	2068	478
Grès de Niederviller (Meurthe)..	2071	378
Grès de Doncières (Vosges).	2045	261
Raon-l'Etape (Vosges). . .	2254	602
De Lomont (Haute-Saône)..	2193	485
Luxeuil (Haute-Saône). . .	2159	520
Grès vosgien de Belonchamp (Haute-Saône). .	2142	446
C. — PIERRES CALCAIRES.		
1° Bassin de Paris.		
Château Landon. Haut.. .	2570	376
— — Bas. . .	2420	703
Pierre de Souppes. . . .	2600	600 à 900
Liais de Créteil. Haut.. .	2366	517
— — Bas. . .	2131	237
Cliquart de Créteil. Haut..	2462	428
— — Bas. .	2[illegible]35	179
Liais de Maisons	2156	237
Liais de Bagneux.	2 00 à 2200	300 à 350
Roche de Nanterre. . . .	2100	160
Pierre de Vendresse (Aisne)		
— — Haut. .	2372	855
— — Bas.. .	2223	640
Banc royal dur de Méry.		
— — Haut. .	2122	232
— — Milieu.	1770	135
— — Bas.. .	1620	64
Banc franc de Saint-Maur.	2100	100 à 150
Banc franc de Châtillon.		
— — Haut. .	2250	186
— — Milieu..	2225	260
— — Bas.. .	2061	168
Roche de Meudon. Milieu.	2318	474
Roche de Saint-Leu. Milieu.	2174	401

DÉSIGNATION DES MATÉRIAUX.	POIDS DU MÈTRE CUBE.	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ
Pierre de Tessancourt.. .	2100 à 2375	220 à 470
Pierre de Chérence. 1er bl.	2427	565
Pierre de Damply.	2100	360
Banc royal du Moulin. . .	1550 à 1730	48 à 77
Banc royal de Saint-Maur.	1646	73
Lambourde de Créteil, St-Maur, Vitry.	1525 à 1600	50
Banc royal de Montrouge.	1897	109
Lambourde verte de Bagneux..	1765	65
Banc royal de Conflans.. .	1647	121
Vergelé de Conflans. . . .	1870	78
Vergelé de Méry..	1680	49
Vergelé fin de Magny. . .	1486	35
Vergelé fin de Saint-Gervais	1583	25
Pierre tendre de Longpont. (Aisne).	1527	57
2° En dehors du bassin de Paris.		
Marbre d'Echaillon (Isère). Commune de la Rivière	2650 à 2700	830 à 920
Echaillon blanc de Saint-Quentin..	2500 à 2550	630 à 750
Echaillon rosé.	2472	606
Pierres marbres de Sampans. (Isère).	2600	900
Pierres de Saint-Ylie (Jura).	2550 à 2725	635 à 960
Pierre de Grenant (Hte-M.)	2467	858
Pierre d'Arbot (Hte-Marne)	2500	428
Pierre d'Arc-en-Barrois (Haute-Marne).	2203	243
Pierre franche d'Esnouveaux (Haute-Marne).. .	2176	288
Pierre d'Euville (Meuse). .	2250 à 2500	200 à 500
Pierre de Lérouville (Meuse)	2298	240
Pierre de Reffroy (Meuse).	2256	496
Pierre Brauvilliers (Meuse).	2124	384
Pierre Volmérange (Moselle)	2228	308
Pierre demi-dure de Chaumont (Haute-Marne).. .	2176	171
Banc royal tendre de Savonnières (Meuse). . . .	1590 à 1670	80 à 120
Banc royal de Roche-sous-Vaunon (Haute-Saône)..	1970 à 2130	106 à 215
Molasse de St-Paul-Trois-Châteaux (Meuse). . . .	1645 à 1700	65 à 104
Marbre blanc statuaire. .	2[illegible]90	310
Marbre noir de Flandres..	2720	788
Marbre rouge du Devonshire.	»	528
Pierre noire de Saint-Fortunat, près Lyon. . . .	2650	627
Pierre blanche de Tonnerre.	2100	103
Calcaire jaune oolithique d'Amanvillers.	2000	110
Pierre à plâtre de Montmartre.	1920	71
D. — BRIQUES.		
Brique dure très-cuite. .	1560	150
Brique rouge.	2170	56
Brique rouge pâle.. . . .	2080	36
Brique crue..	»	33
Brique jaune cuite à la houille.	»	39
Brique jaune vitrifiée. . .	»	99

Pour compléter le tableau précédent, il est bon de donner la résistance à l'écrasement des principaux mortiers en usage :

CHARGE PAR CENTIMÈTRE CARRÉ QUI PRODUIT L'ÉCRASEMENT DES PLATRES ET MORTIERS

	kilogrammes.	
Plâtre gâché à l'eau.	50	RONDELET
— au lait de chaux.	72	id.
Plâtre gâché ferme.	90	VICAT.
— clair.	42	id.
Mortier de chaux grasse et sable (après 18 mois).	30	RONDELET.
Mortier de chaux et pouzzolane.	37	id.
Mortier de chaux grasse et sable.	19	VICAT.
Mortier de chaux hydraulique ordinaire.	74	id.
Mortier de chaux éminemment hydraulique.	144	id.
Parties égales de ciment de Vassy et sable.	136	COUCHE.

Il est bien rare que l'on cherche à faire travailler les pierres par traction ; cependant on les place quelquefois en porte à faux et alors elles ont à résister à un effort d'extension. Il faut remarquer, en outre que, depuis l'emploi des ciments, les voûtes tendent à devenir non pas des assemblages de voussoirs, mais des monolithes; nous verrons plus loin que dans une section donnée, il y a une portion qui est soumise à des efforts de compression et l'autre à des efforts d'extension.

L'étude de la résistance des pierres à l'extension prend donc de jour en jour plus d'importance. Voici les principaux résultats connus :

CHARGE PAR CENTIMÈTRE CARRÉ QUI PRODUIT LA RUPTURE PAR EXTENSION.

	kilogrammes	
Basalte d'Auvergne.	77	
Calcaire de Portland.	60	
Calcaire compact.	32	
Calcaire arénacé.	23	
Calcaire oolithique.	14	
Brique de bonne qualité.	18 à 20	
Plâtre gâché ordinaire.	4	
Cohésion maxima d'un mortier de chaux grasse.	3	
Cohésion maxima de mortier hydraulique.	15 à 17	
Mortier de 1 de Portland et 1 de sable. (Après six mois.)	32	BONNIN.
1 de Portland et 2 de sable.	21	—

Connaissant la résistance à l'écrasement et la densité d'une pierre, il est facile de calculer en divisant ces deux chiffres l'un par l'autre la hauteur limite que l'on peut donner à une colonne, taillée dans la pierre dont il s'agit. Ainsi on trouve qu'une colonne de basalte de 6,780 mètres s'écraserait sous son propre poids; pour le porphyre, cette hauteur est de 8,600 mètres; pour le granit environ 2,500 mètres, pour le liais de Bagneux 1,800 mètres, pour la pierre de Saillancourt 580 mètres, pour la mauvaise lambourde 128 mètres, pour la brique rouge ordinaire 276 mètres.

Mais, il ne faudrait pas ajouter trop de confiance aux nombres précédents; car un point fort important et peu étudié de la résistance des pierres, c'est de savoir comment cette résistance varie avec les dimensions des prismes sur lesquels on exerce soit une traction soit une compression.

Dupuit dans son traité des ponts donne les résultats suivants, basés plutôt sur le raisonnement que sur de sérieuses expériences :

On a trouvé, dit-il, qu'à égalité de surface la résistance croissait à mesure qu'elle se rapprochait du cercle et qu'elle décroissait avec la hauteur, surtout si le solide était divisé en plusieurs assises. On conçoit en effet que, quand plusieurs prismes portent les uns sur les autres, il est difficile que la pression se transmette d'une manière uniforme dans toute l'étendue de la surface et il se trouve alors que dans les parties les plus pressées la compression dépasse la résistance du solide avant qu'elle ait atteint la limite de la pression qu'il pourrait supporter si elle était également répartie.

A ce sujet, nous ferons observer qu'on n'a encore expérimenté que des pressions uniformes agissant sur toute la surface des prismes, que, cependant, dans les constructions il arrive fréquemment qu'une partie seulement de la surface est pressée. Peut-on alors considérer comme isolée la partie pressée et la supposer en danger d'écrasement si la pression atteint la limite qui produirait cet écrasement dans le cas de l'isolement? quoique ce soit l'usage, nous ne le pensons pas. Comme nous l'avons dit, les matériaux ne s'écrasent que par l'effet de la dilatation latérale, et, quand on met obstacle à cette dilatation, on augmente par cela même la résistance à l'écrasement. C'est là un principe dont on a le sentiment; ainsi il est d'usage d'entourer, de fretter en fer les pieux qui doivent être fortement chargés, pour les empêcher d'éclater; on met de même des ceintures de fer autour de certains supports. Si l'on imagine, par exemple, qu'un prisme de $0^{m},05$ de côté ait éclaté sous un effort de 10,000 kilogrammes, ce qui fait 400 kilogrammes par centimètre carré, on n'est certainement pas en droit de conclure qu'il y aurait écrasement de la pierre si une colonne de fonte de 25 centimètres carrés de base exerçait cette pression de 10,000 kilogrammes au milieu d'une pierre ayant un mètre carré de surface. Il est même certain que, dans ces circonstances, la résistance serait énormément augmentée.

Ce principe que, partout où la pression atteint la limite d'écrasement, il y a écrasement, conduit à des conséquences absurdes. En effet, si l'on calcule la surface de la pointe d'un poinçon parfaitement aiguisé, on en conclura qu'il devra pénétrer dans du granit comme une aiguille dans une pelote et que toutes les pierres devraient se couper au rasoir. Les chiffres que nous venons de donner ne sont donc relatifs qu'à des pressions générales s'étendant sur toute la surface des pierres ; quand il s'agit de pressions locales ne portant que sur certains points, la résistance augmente d'autant plus que ces points sont plus éloignés des parois; mais on ne sait rien de la manière dont se comporte la résistance dans ces circonstances, et, faute de données on se laisse guider par un principe inexact. Nous avons cru devoir insister sur cette observation, parce que, dans les voûtes, cette inégalité de pression se rencontre fréquemment et qu'elle est une des difficultés de leur construction ou plutôt du calcul de leur solidité.

La conclusion de ceci est que : au lieu de multiplier les expériences destinées à évaluer la résistance de toutes les pierres connues, il faudrait au préalable rechercher 1° comment les résistances varient avec les dimensions des prismes d'essai pour des charges uniformément réparties ; 2° comment les résistances varient avec des charges localisées agissant aux divers points de la base d'un prisme.

La rupture par écrasement est due, comme Dupuit le fait remarquer, à la dilatation latérale des pierres les parties comprimées cherchent à se distendre

du côté où elles ne trouvent pas de résistance, et il arrive un moment où les fibres, non maintenues en faisceaux, se dissocient et s'écrasent.

Toute cause qui s'opposera à cette dilatation latérale aura pour effet de retarder l'écrasement en annulant une partie de la force d'expansion latérale. M. l'ingénieur Pelletreau, dans une note récente, a corroboré la notion précédente en démontrant la proposition que voici :

Toutes choses égales d'ailleurs, un prime résiste d'autant plus à l'écrasement qu'il existe un plus grand frottement entre sa base et le plan sur lequel il repose.

Ces préliminaires indispensables sur la résistance des matériaux en usage dans la construction des ponts en maçonnerie étant établis, nous allons exposer par ordre chronologique les principales études analytiques et expérimentales qui ont été données sur la théorie des voûtes.

THÉORIE DES VOUTES

Théorie des voûtes. — Les architectes italiens, tels qu'Alberti, Palladio, et Serlio, ont indiqué quelques règles empiriques pour déterminer les dimensions des voûtes; mais ces règles, établies presque au hasard d'après l'examen de quelques ouvrages anciens, ne pouvaient inspirer aucune confiance, et l'on peut dire qu'en somme la seule règle était la fantaisie de chacun.

En France, au dix-huitième siécle, Gauthier, dans son traité des ponts, fixait l'épaisseur des voûtes à la clef au quinzième de leur ouverture; cette proportion qui peut convenir pour de petites ouvertures est beaucoup trop considérable lorsqu'il s'agit de grandes arches comme celles que l'on fait de nos jours.

Perronet donna la règle suivante, qui conduit à des résultats plus économiques; l'épaisseur (e) d'une voûte à la clef s'obtient en fonction de l'ouverture L par la formule

$$e = \frac{1}{24}L + 0^m,325 - \frac{1}{144}L$$

cette formule n'a pas non plus une grande consistance et conduit, comme la précédente, à des épaisseurs trop fortes pour les grandes ouvertures.

C'est au dix-huitième siècle que les mathématiciens cherchèrent à établir la théorie des voûtes, qui ne fit de progrès sérieux que dans le siècle actuel, lorsqu'on se fût rendu, par l'observation et l'expérience, un compte exact des phénomènes qui se passaient pendant la construction des voûtes et surtout au moment de leur décintrement.

Pour bien faire saisir la théorie, il convient donc d'exposer au préalable les recherches expérimentales, qui jettent un grand jour sur la question.

Les premières expériences sont dues à Couplet en 1729; elles furent reprises par Danisy, et par Perronet qui observa avec soin les phénomènes que présentèrent les arches des ponts qu'il eut à construire.

Boistard, ingénieur en chef des ponts et chaussées, refit toutes les expériences sur les voûtes en les variant de bien des manières, et, nous examinerons ses travaux en détail, sans nous arrêter à ceux de ses prédécesseurs.

Expériences de Boistard. — Les expériences de Boistard sont exposées dans un recueil qu'il a publié en 1822 et qui renferme des renseignements précieux de toutes natures sur l'exécution des travaux.

Tous les écrits sur la théorie des voûtes, dit-il, reposent sur une hypothèse qui n'est pas confirmée par l'expérience, en sorte qu'ils doivent être relégués parmi les recherches de pure spéculation, très-curieuses à la vérité, mais sans aucune utilité pour la pratique.

En effet, tous les auteurs supposent que les voûtes sont composées de voussoirs parfaitement polis, sans aucun frottement, et qui glisseraient sur leurs joints si les forces qui sollicitent ce système ne se détruisaient pas mutuellement : d'où il suit que, dans les voûtes en berceau, le profil doit s'élargir à mesure que les voussoirs approchent de la ligne horizontale et qu'ils doivent être infinis aux naissances ; tel est le résultat auquel les conduit leur théorie que l'expérience dément journellement. »

C'est donc à l'expérience qu'il faut recourir pour trouver un point de départ vraiment pratique.

Pénétré de cette idée, Boistard entreprit une série d'expériences ingénieuses, dont les résultats sont mis bien nettement en lumière par les figures de la planche (III), empruntées au mémoire même de Boistard.

Les voûtes sur lesquelles Boistard a opéré avaient 8 pieds d'ouverture, 4 pouces d'épaisseur à la clef et 8 pouces de largeur entre les têtes ; elles étaient composées de voussoirs égaux, formés chacun par un assemblage de deux briques polies au grès sur l'une de leurs faces et jointes par leur autre face avec un coulis de plâtre. Ces voussoirs étaient construits dans un moule de manière à présenter une forme bien constante ; ils étaient posés sur deux cintres parallèles très-rapprochés et se touchaient sans interposition de mortier. Ces conditions de l'expérience ne différaient guère de celles de la pratique ; en effet, on ne reliait alors les voussoirs que par des mortiers ordinaires, dont la cohésion ne devenait jamais comparable à celle de la pierre même, et de plus, on procédait au décintrement avant que la prise des mortiers fût complète ; on pouvait donc, à la rigueur, considérer les voussoirs comme simplement juxtaposés, et Boistard n'eut pas tort d'adopter cette disposition dans ses expériences.

Première expérience, figure 1, planche III. — La première expérience porte sur une voûte en plein cintre formée de 48 voussoirs, pesant en tout 382 livres. Les voussoirs ayant été posés sur le cintre, on s'aperçut qu'à partir des naissances jusqu'au onzième voussoir, ils s'étaient détachés du cintre sous l'influence de la poussée que leur transmettait la partie supérieure de la voûte. La tendance à la rupture se manifeste donc vers le onzième voussoir.

Lorsqu'on vint à baisser le cintre, on s'aperçut que la partie supérieure de la voûte le suivait, comme on peut le voir sur la figure où les lignes ponctuées indiquent la position première et les lignes pleines le profil après la déformation. La voûte s'ouvrit à l'intrados de chaque côté de la clef, vers le huitième voussoir à partir de la clef, et à l'extrados vers le huitième voussoir à partir des naissances. Si on avait enlevé le cintre complétement, la voûte se serait effondrée.

On voit qu'elle se divise en plusieurs parties distinctes qui se transmettent les pressions de l'une à l'autre comme un système de leviers. Ainsi, la partie supérieure bb', sollicitée par la pesanteur tend à tomber, mais, gênée dans sa chute par les parties latérales, elle les déplace en les faisant tourner d'une certaine quantité autour des arêtes des voussoirs extrêmes ; la rotation se produit en (b) autour de l'arête d'extrados et en (a) autour de l'arête d'intrados.

Cette première expérience montre qu'une voûte en plein cintre extradossée parallèlement et non chargée sur les reins ne résiste pas à la pesanteur et s'écroule dès qu'elle n'est plus soutenue.

Elle nous enseigne encore que l'ancienne hypothèse était fausse, qui supposait que les voussoirs pouvaient glisser sur leurs plans de joint ; ce n'est pas un mouvement de glissement qui se produit, et l'on ne saurait considérer la partie supérieure de la voûte comme un coin s'enfonçant dans la partie inférieure, le mouvement se compose de rotations autour des arêtes des voussoirs et le système doit être considéré comme la réunion de plusieurs leviers articulés.

Deuxième expérience, figure 2, planche III. — La première expérience, dit Boistard, ayant fait reconnaître que la partie inférieure de la voûte est trop faible pour soutenir le poids de la partie supérieure, on a embrassé de chaque côté à peu près la moitié de la demi-voûte par une corde tangente au milieu du treizième voussoir et tendue par un poids de cent livres. Dans cet état il a été possible de décintrer la voûte en totalité ; elle s'est soutenue après avoir baissé de huit lignes à la clef, et on remarque les effets représentés dans la figure 2.

La voûte paraît vouloir se séparer en quatre parties ou leviers distincts ; elle s'ouvre à l'intrados, à la clef en (*b*) ; elle s'ouvre à l'extrados en (*a*) entre la clef et les naissances vers le milieu de la montée ; et de plus elle s'ouvre à l'intrados aux naissances.

Ainsi le levier (*ba*) tourne autour de l'arête d'intrados (*a*) et le levier (*ac*) tourne autour de l'arête d'extrados des naissances. La portion (*ba*) tend à s'affaisser sous l'effort de la pesanteur ; mais elle ne peut tomber qu'en écartant la partie inférieure (*ac*), qui, elle, est maintenue par la pression de la corde. Il se produit un certain mouvement qui s'arrête quand l'équilibre s'établit entre les poids et les tensions.

L'amplitude du mouvement dépend du poids P dont la corde est chargée et de la longueur de l'arc embrassé par la corde à partir des naissances.

Ainsi, lorsque la corde embrasse le quart au lieu de la moitié de la demi-voûte, elle a beau être chargée d'un poids de 150 livres, elle n'empêche point l'effondrement de la voûte ; il se produit un effet intermédiaire entre ce que représente la figure 1 et ce que représente la figure 2 ; les trois ou quatre voussoirs voisins de la clef suivent le cintre dans son mouvement de descente.

Troisième expérience, figure 3. — Au lieu de diminuer la longueur de l'arc embrassé, si on l'augmente et qu'on augmente en outre le poids P qui tend la corde, on diminuera l'amplitude des mouvements représentés dans la figure 2.

Il arrive même un moment où ces mouvements sont nuls ; ainsi, lorsque la corde embrasse les cinq seizièmes de la voûte, c'est-à-dire un arc de quinze voussoirs à partir des naissances, lorsqu'en outre le poids P est de 300 livres, la voûte reste parfaitement circulaire et ne s'ouvre nulle part ni à l'intrados, ni à l'extrados. Il y a équilibre instantané entre les diverses forces qui sollicitent le système, et cet équilibre s'établit sans qu'aucun mouvement soit necessaire. C'est là la condition qu'il faudrait toujours réaliser dans la pratique des constructions.

A partir de cette position d'équilibre instantané, si l'on augmentait encore le poids P, on produisait des effets inverses de ceux de la figure 2 ; on conçoit que la voûte tendait à se plier comme une feuille de papier, c'est-à-dire à s'allonger vers le haut. Les voussoirs de la clef remontaient donc en s'ouvrant à l'extrados, au contraire il y avait affaissement des leviers inférieurs (*ac*) ; la voûte s'ouvrait à l'intrados vers le milieu de la montée et à l'extrados aux naissances.

Ce phénomène est représenté dans la figure 3 pour laquelle la valeur du poids P est de 450 livres. C'est en considérant la position de la voûte déformée par rapport aux cercles pointillés qui indiquent sa position initiale que l'on se rend bien compte des effets obtenus.

En augmentant encore la charge P, on ne tarderait pas à produire l'écrasement de la voûte.

Quatrième expérience, figure 4. — On a eu pour but dans cette expérience de connaître les joints de rupture lorsque les reins de la voûte sont chargés de maçonnerie comme il arrive dans les arches de pont, On a élevé en conséquence au derrière des naissances, sur quatre pouces de largeur, un massif de briques arasé de niveau par-dessus. — Au bout de quelque temps, le mortier étant un peu essuyé, on a baissé le cintre de neuf lignes et on a observé que la voûte n'éprouvait aucun tassement sensible ; en la chargeant au sommet successivement, le joint vertical s'ouvrait à l'intrados ainsi que celui des naissances, mais ce dernier beaucoup moins que le premier. Enfin, sous une charge au sommet de 125 livres, le sommet descendit subitement sur le cintre, la voûte et les reins se fendirent comme on le voit sur la figure et les joints horizontaux s'agrandirent à l'intrados.

Au lieu de placer la charge au sommet de la voûte, si on la répartit uniformément sur la plate-forme horizontale supérieure, en la disposant par exemple sur un madrier en bois, la rupture ne se produisait que lorsque le poids dont était chargé le madrier était plus considérable que tout celui de la voûte et des reins réunis ; cela se conçoit quand on remarque que, si d'une part la partie centrale de la surcharge tend à produire l'affaissement, d'autre part les parties latérales, correspondant aux reins, concourent à maintenir la stabilité et s'opposent au déversement. Cependant, la pression à la clef va sans cesse en augmentant, et l'on finit par atteindre la limite de rupture.

5ᵉ, 6ᵉ, 7ᵉ et 8ᵉ *expériences*. — Les expériences suivantes ont trait à des voûtes en forme d'anse de panier surbaissées au tiers. Les figures 5, 6, 7 représentent des voûtes surbaissées au tiers.

Dans la figure 5, la voûte extradossée parallèlement est simplement posée sur le cintre, sans aucune surcharge. Lorsqu'on abaisse le cintre peu à peu, on voit se produire sensiblement les mêmes effets que dans la figure 1, si ce n'est que l'ouverture à l'intrados, aux naissances est beaucoup plus accentuée ; les cinq premiers voussoirs sont écartés en dehors de la voûte et ne reposent pas sur le cintre. La partie centrale s'affaisse en suivant le cintre et repoussant les parties latérales. La voûte peut être considérée comme formée par l'assemblage de cinq leviers articulés.

Dans la figure 6, on a embrassé chaque arc extrême de la voûte avec une corde tendue par un poids de 100 livres et on a baissé le cintre ; la voûte s'est soutenue après avoir tassé promptement de plus d'un pouce. Le joint vertical s'est ouvert à l'intrados, ainsi que le joint horizontal ; vers le milieu de la montée, au sixième voussoir à partir des naissances, les joints se sont ouverts à l'extrados. La voûte doit être considérée comme résultant de l'assemblage de quatre leviers articulés, tournant alternativement sur leurs arêtes d'intrados et d'extrados ; le tassement s'arrête lorsque l'équilibre s'établit entre les poids des leviers, leurs réactions mutuelles et la surcharge.

Au lieu de limiter la voûte à ses naissances, si on la monte sur des pieds-droits, on reconnaît que l'ensemble se divise encore en quatre leviers ; ce n'est plus le

joint horizontal de la voûte qui s'ouvre à l'intrados, mais le joint qui se trouve à la naissance des pieds-droits.

La figure 7 représente la voûte précédente montée sur deux pieds-droits de 13 pouces de hauteur et on a élevé au derrière, sur la largeur d'une brique, la maçonnerie des reins jusqu'au sommet de la voûte où elle a été arasée de niveau. Lorsqu'on a baissé le cintre, la maçonnerie s'est déchirée comme le montre la figure, et les pieds-droits ont basculé. Cette expérience prouve que les pieds-droits et la maçonnerie au derrière sont insuffisants pour soutenir la voûte, et elle montre que les variations dans le poids des reins entraînent des variations dans la position du joint de rupture. On voit que les reins se fendent dans la direction du rayon, et on reconnaît, comme précédemment, quatre parties bien distinctes, deux à droite et deux à gauche, l'une agissante et l'autre résistante de chaque côté.

Ainsi, la résistance opposée par les reins à l'expansion des parties latérales de la voûte n'était pas assez considérable dans le cas précédent. Dans la figure 8, on a augmenté cette résistance en appliquant, contre la face verticale AB du massif des reins, un madrier soutenu par un étai. Grâce à cette disposition on a pu décintrer sans que la voûte perdît sensiblement sa figure primitive, car l'équilibre entre les poids et les réactions de toutes natures était obtenu dès le premier moment sans qu'un déplacement fût nécessaire pour cela. Pour produire la rupture (figure 8), on a placé sur la clef des poids qu'on a portés successivement jusqu'à 150 livres : le sommet baissait sensiblement ; les arcs-boutants des madriers étaient bandés plus fortement par la pression de la maçonnerie, qui tendait à déverser : enfin la voûte s'est fendue en quatre parties, savoir : au joint vertical qui s'est ouvert de plus d'un demi-pouce à l'intrados, et entre les sixièmes et septièmes voussoirs à partir de la clef, dont le joint s'est ouvert de deux lignes à l'extrados. Enfin les pieds-droits ont basculé un peu autour de leur arête extérieure et le joint inférieur s'est ouvert de plus d'une ligne en dedans, malgré la résistance des arcs-boutants appliqués contre le derrière de la maçonnerie. Les reins se sont fendus de chaque côté dans la direction du joint qui s'était ouvert.

9ᵉ, 10ᵉ, 11ᵉ, 12ᵉ, 13ᵉ *expériences*. — Après avoir procédé à une série d'expériences sur des voûtes surbaissées au quart et profilées en anse de panier, Boistard a opéré sur des voûtes en arcs de cercle plus ou moins surbaissées.

La voûte de la figure 9 a 8 pieds d'ouverture, 2 pieds de flèche et 5 pieds de rayon ; elle comprend un arc de 106° 15′ 36″, composé de 36 voussoirs, pesant ensemble 300 livres. Cet arc est contre-bouté aux naissances par des dés de 33 livres que supportent des blocs pesant respectivement 159 livres et 166 livres. Ces blocs reposaient d'abord, en dedans sur des cales, et en dehors sur des coins ; lorsqu'on abaissa le cintre, la voûte ne bougea pas, donc les culées étaient trop fortes ; pour se renverser, il fallait que les blocs pussent tourner autour de leur arête extérieure, mais le moment de leur poids par rapport à cette arête était plus considérable que le moment de la poussée de l'arc par rapport à cette même arête, ce qui ne permettait pas au renversement de se produire. Pour y arriver, il était nécessaire de diminuer le moment résistant ; on obtient ce résultat sans changer le poids en rapprochant l'arête de rotation du centre de gravité, c'est-à-dire en supportant le bloc sur une cale comme le montre la figure au lieu de le contre-bouter par un coin. Dans ces conditions, la rotation se produit sur la cale et non sur l'arête extérieure du bloc.

Alors, la voûte a pu s'abaisser lors du décintrement, le joint vertical s'est ouvert à l'intrados ; deux autres joints se sont ouverts à l'extrados près des naissan-

ces, et les blocs eux-mêmes ont légèrement basculé en dehors de la voûte. L'ensemble de la construction s'est décomposé en quatre leviers articulés, qui ont tourné respectivement autour de leurs arêtes opposées.

La figure 10 représente une voûte en arc de cercle surbaissée au $\frac{1}{8}$; lorsqu'on en surchargeait chaque culée d'un poids de 50 livres et qu'on décintrait ensuite, aucun mouvement ne se produisait; mais lorsqu'on ne disposait aucune surcharge sur les culées, on voyait se produire au décintrement les mouvements indiqués par la figure 10; le joint vertical s'ouvrait à l'intrados et les joints des naissances à l'extrados, en même temps que les culées basculaient légèrement sur leur arête extérieure. La voûte proprement dite se divisait en deux leviers articulés s'arc-boutant en (*a*) et tendant à chasser les culées par les arêtes (*b*). Quoique l'ouverture du sommet soit généralement peu accusée, elle a néanmoins lieu, puisque le sommet descend et que l'ouverture de la voûte s'agrandit un peu par la rotation de chaque culée.

En plaçant sur la voûte en arc de cercle des reins en briques (figure 11), on a observé précisément les mêmes effets; mais les culées avaient plus de résistance par le poids qui les chargeait, et les briques placées sur les petits dés se sont détachées des reins en formant une lézarde verticale.

La figure 12 représente une voûte en arc de cercle surbaissée à peu près au quinzième; le poids de la voûte est de 111 kilogrammes, et le poids de chacun des blocs formant culées d'environ 100 kilogrammes. On voit que la voûte s'est ouverte à l'intrados à la clef sur trois joints consécutifs, et à l'extrados aux naissances. Les culées ont encore basculé légèrement sur leur arête extérieure, bien qu'elles fussent surchargées chacune en leur milieu d'un poids de 327 livres. En diminuant peu à peu la valeur de cette surcharge, on vit le sommet de la voûte descendre et les culées s'écarter jusqu'à ce que l'équilibre fût définitivement rompu; les deux leviers formant la voûte ne pouvant plus alors s'arc-bouter obéirent à la pesanteur et s'écroulèrent.

La figure 13 représente une plate-bande formée de claveaux droits; cette plate-bande se divise aussi en deux leviers articulés égaux; pour s'écrouler, il faut que ces leviers tournent l'un sur l'autre, suivant leur arête supérieure à la clef, et suivant leur arête inférieure aux naisances. Mais cette rotation entraîne forcément un accroissement de la distance horizontale qui sépare les points d'appui sur les culées, et cet accroissement de distance ne peut se produire que par une rotation des culées sur leur arête extérieure. Or, si le moment du poids des culées par rapport à cette arête est supérieur au moment de la poussée de la plate-bande, le renversement des culées ne se produira pas et l'équilibre persistera. Tout revient donc à charger les culées assez fortement pour qu'elles ne prennent qu'un mouvement d'une amplitude très-faible. L'effondrement, ne se produira que lorsque le basculement des culées aura été assez considérable pour que l'ouverture de la plate-bande soit devenue égale à la ligne brisée (*aba*).

Des expériences que nous venons de relater, Boistard tire les conclusions suivantes :

« La première conséquence qu'on doit tirer de ce qui précède, est que la théorie ordinaire de l'équilibre des voûtes doit être entièrement abandonnée. La marche régulière de nos expériences faites sur des voûtes assez grandes et dont la forme est si variée, la similitude de nos résultats avec ceux qui ont été observés dans les voûtes des ponts construits par Perronet et consignés dans son ouvrage, nous assurent que nous possédons les véritables données du problème de l'équilibre des voûtes, résolu jusqu'à présent d'une manière hypothétique et

contraire à l'expérience. En effet, il est constant que jamais les voussoirs ne glissent les uns sur les autres, mais qu'ils tournent sur leurs arêtes et que les voûtes, considérées avec leurs pieds-droits, se brisent toujours en quatre parties principales. C'est donc l'action et la réaction de ces quatre parties qu'il s'agit de soumettre au calcul, afin qu'il en résulte l'équilibre ; sur quoi nous ferons observer qu'une voûte peut avoir de la stabilité indépendamment de tout équilibre, toutes les fois que les parties agissantes qui partent de la clef ont moins d'action que les deux résistantes qui partent des naissances de la voûte ou de la base des pieds-droits. »

Nous nous sommes étendu peut-être un peu longuement sur les expériences de Boistard ; mais elles nous paraissent une introduction indispensable à la théorie des voûtes. Lorsqu'on les a bien présentes à l'esprit, cette théorie est beaucoup plus facile à suivre et comprendre.

Méthodes anciennes pour le calcul des voûtes. — On considéra d'abord les voûtes comme un assemblage de voussoirs ou de coins, dont les plans de joints étaient parfaitement polis. Dans ce cas, pour que les parties de la voûte se soutiennent en équilibre, il faut que les pressions réciproques, que les voussoirs exercent perpendiculairement à leurs lits se détruisent mutuellement. Sans entrer dans les détails du calcul d'un pareil assemblage, il suffira de remarquer que dans une voûte en berceau ayant pour section un demi-cercle, le dernier voussoir aux naissances ayant un plan de joint horizontal a son poids supporté tout entier par ce plan ; il ne peut donc exercer aucune réaction sur le plan de joint du voussoir immédiatement supérieur et équilibrer l'action de ce dernier que si on lui donne un poids infini. L'hypothèse admise nous conduit donc à une voûte ayant une épaisseur infinie aux naissances, c'est-à-dire que l'extrados est une courbe ayant pour asymptote l'horizontale des naissances.

On arrive donc, par cette hypothèse, à un résultat absurde.

Les hypothèses sur lesquelles le géomètre Lahire base la théorie des voûtes qu'il donna en 1712, ne sont pas mieux justifiées, bien que les formules et les tables qu'il en déduisit fussent encore en usage au commencement du siècle actuel.

Les recherches de Couplet (1730) et celles même de Coulomb (1775), dans lesquelles les voûtes sont considérées comme des leviers articulés tournant autour des arêtes de certains voussoirs, passèrent pour ainsi dire inaperçues.

Ce sont les expériences de Boistard qui donnèrent l'essor à la véritable théorie de voûtes et la firent passer dans la pratique.

Après le mémoire, publié en 1820 par M. Audoy, commandant du génie, vint celui de MM. les ingénieurs Lamé et Clapeyron, que nous allons examiner.

Mémoire de MM. Lamé et Clapeyron. — Les auteurs prennent comme point de départ les résultats expérimentaux que nous nous sommes attachés à mettre en lumière en rapportant plus haut les expériences de Boistard.

« Parmi les hypothèses sur lesquelles on a fondé la théorie de l'équilibre des voûtes, disent-il, la seule admissible est celle qui le ramène à l'équilibre de quatre leviers pesants, assemblés à charnières, égaux en poids aux deux portions de la voûte comprises entre le milieu de la clef et les joints de rupture et à celles limitées par ces joints de rupture et par les bases des pieds-droits. De nombreuses observations, sur une grande quantité de voûtes dégradées, et des expériences faites directement par d'habiles constructeurs, ont prouvé que les deux derniers leviers tendent à tourner autour des arêtes extérieures de leurs bases, et qu'alors les deux premiers, se touchant entre eux par l'arête extrados du milieu de la clef, touchent les autres par les arêtes intrados des joints de rupture.

« Pour trouver l'équation d'équilibre de ces leviers, il est donc nécessaire de connaître la position des joints où la rupture tend à se faire dans chaque espèce de voûtes. Or, parmi tous les joints que l'on peut concevoir sur les reins d'une voûte, le joint où la rupture tend à se faire, sera celui pour lequel le levier supérieur pressera l'extrémité mobile du levier inférieur avec une force horizontale dont le moment, pris par rapport au point fixe dudit levier, sera le plus grand possible comparé au moment de la pression verticale exercée à la même extrémité mobile. Il faudrait donc calculer ces moments pour un joint quelconque, en fonction d'une variable, dont on déterminerait la valeur par la condition du maximum dont nous venons de parler; mais l'application du calcul des maximas à cette recherche est impraticable, à cause de la complication des calculs auxquels elle donne lieu; on se contente ordinairement de calculer les rapports des moments pour plusieurs joints supposés et l'on prend pour joint de rupture celui qui donne le plus grand de tous les rapports obtenus ».

Désirant ne pas appliquer cette longue méthode de tâtonnement, MM. Lamé et Clapeyron se sont proposé de simplifier l'équation d'équilibre des quatre leviers, dont une voûte est composée :

La figure 1 de la planche IV représente une voûte en plein cintre montée sur deux pieds-droits; supposons connus les joints de rupture qui se trouvent en B et D. La voûte se sépare en quatre leviers, savoir : 1° deux leviers inférieurs, tels que FB, dont le poids est m' et dont l'extrémité F est fixe, tandis que l'extrémité B et le levier tout entier tournent autour de cette extrémité fixe; 2° deux leviers supérieurs, tels que BK, de poids m, qui tournent autour du point mobile B, de telle sorte que leur autre extrémité K reste sur la verticale KR[1].

Le poids vertical m se décompose en deux forces verticales appliquées, l'une en K et égale à $\frac{ma}{x}$, l'autre en B et égale à $\frac{m(x-a)}{x}$. Le levier KD donne au point K une seconde composante verticale égale à $\frac{ma}{x}$, ce qui fait en tout une force verticale égale à $\frac{2ma}{x}$. Cette force verticale se décompose en deux forces égales dirigées suivant KB et KD; on pourra les obtenir en construisant le parallélogramme des forces dont on connaît la diagonale verticale $\frac{2ma}{x} = \text{KN}'$ et les directions des côtés KB′ et KD′; ce parallélogramme a ses quatre côtés égaux, donc la moitié KO de la diagonale ou $\frac{mx}{a}$ est égale au côté KB′ multiplié par le *cosinus* de l'angle B K N, *cosinus* dont la valeur est

$$\frac{\text{KN}}{\text{KB}} \quad \text{ou} \quad \frac{y}{\sqrt{x^2+y^2}},$$

par suite, la force cherchée, dirigée suivant KB, est égale à

$$\frac{ma}{x} \cdot \frac{\sqrt{x^2+y^2}}{y}.$$

[1] Il va sans dire que nous raisonnons sur le profil transversal de la voûte parce que nous supposons à cette voûte une longueur égale à l'unité. C'est toujours ainsi que l'on opère : les pressions se transmettant dans la section droite, la longueur de la voûte dans le sens des génératrices du berceau n'influe pas sur la stabilité.

C'est cette force que le levier supérieur transmet par le point B au levier inférieur : en B nous pouvons, pour la facilité du calcul, la décomposer en deux autres : l'une verticale égale à $\frac{ma}{x}$ et l'autre horizontale égale à $\frac{ma}{y}$.

Quant au poids m' du levier inférieur, il a deux composantes : l'une au point fixe F inutile à connaître, et l'autre en B égale à $\frac{m'a'}{x'}$ en posant $x' = \mathrm{FP}$.

Ainsi les forces verticales agissant en B ont pour somme

$$\frac{ma}{x} + \frac{m(x-a)}{x} + \frac{m'a'}{x'}, \quad \text{ou} \quad \frac{m'a'}{x'} + m,$$

et les forces horizontales se réduisent à $\frac{ma}{y}$

La poussée horizontale tend à renverser le pied-droit, et la pression verticale, au contraire, tend à le ramener sur la base. Suivant la relation qui existera entre ces deux tendances, la voûte s'effondrera, restera simplement en équilibre, ou présentera une stabilité absolue.

L'effet de chacune de ces forces sur la rotation du levier dépend de sa grandeur et de son bras de levier par rapport au point fixe F, c'est-à-dire de son moment par rapport à ce point fixe, nous avons vu que le moment d'une force était le produit de cette force par son bras de levier.

Le moment de la poussée horizontale en B est égale à $\frac{may'}{y}$ en posant $y' = \mathrm{BP}$, et le moment de la pression verticale est

$$\left(\frac{m'a'}{x'} + m\right)x', \quad \text{ou} \quad m'a' + mx'.$$

Le moment résultant est la différence des deux précédents, c'est-à-dire :

$$(1) \qquad m'a' + mx' - ma\frac{y'}{y}$$

Sa valeur dépend de la position du point B où l'on a placé le prétendu joint de rupture.

Il faudrait chercher le joint pour lequel la différence précédente serait minima; c'est en ce joint que le rapport du moment de la poussée au moment de la résistance serait maximum ; c'est donc là que se trouverait le joint de rupture.

Ayant trouvé le minimum de l'expression (1), nous aurons trouvé par suite le joint de rupture ; et, suivant que le minimum sera positif, nul ou négatif, il y aura stabilité absolue, équilibre simple ou renversement.

La question est donc ramenée à calculer le minimum de l'expression (1).

Cette expression peut se mettre sous la forme :

$$m'a' + mx' + ma - ma - ma\frac{y'}{y}, \quad \text{ou} \quad (m'a' + m(x'+a) - ma\frac{y+y'}{y}.$$

Le premier terme représente le moment MA de la demi-voûte totale par rapport au point fixe F, et, si l'on pose en outre :

$$y + y' = \mathrm{KR} = \mathrm{H} \quad \text{et} \quad y = \mathrm{KN} = h,$$

on arrive à la formule simple

$$MA - ma\frac{H}{h} \quad \text{ou} \quad H\left(\frac{MA}{H} - \frac{ma}{h}\right) \quad (2)$$

Le facteur H est constant ainsi que le premier terme de la différence dont on veut trouver le minimum ; ce minimum correspondra donc au maximum du terme simple $\frac{ma}{h}$.

De la formule (2) MM. Lamé et Clapeyron déduisent des faits fort remarquables, que le constructeur des voûtes ne doit pas oublier :

« *La quantité* $\frac{ma}{h}$ *ne dépendant que de la forme de la partie supérieure de la voûte, si on détermine pour une voûte quelconque le point de rupture, ce point de rupture restera le même de quelque manière que la voûte se termine au delà de ce point, quelles que soient la forme et la hauteur des pieds-droits.* »

« *Le point de rupture se trouve à la naissance dans toutes les voûtes surbaissées, dont l'origine se trouve au-dessus du point de rupture déterminé pour la voûte totale.* »

Lorsque la voûte tend à se renverser, on peut combattre cette tendance en augmentant le moment résistant, c'est-à-dire en plaçant sur les reins un poids μ, situé à une distance z de la verticale BP du point de rupture.

Ce poids μ se décompose en deux forces verticales, l'une en K égale à $\frac{\mu z}{x}$,

— — et l'autre en B — $\frac{\mu(x-z)}{x}$.

L'autre moitié de la voûte donne en K une seconde composante égale à la première, de sorte qu'il en résulte une force totale $\frac{2\mu z}{x}$, laquelle se décompose suivant KB et KD en deux poussées égales

$$\frac{\mu z}{x}\frac{\sqrt{x^2+y^2}}{y}.$$

La poussée KB, étant décomposée au point B en deux forces, l'une verticale et l'autre horizontale donne, suivant l'horizontale, une force $\frac{\mu z}{y}$ ou, ce qui est identique $\frac{\mu z}{h}$ et suivant la verticale une force $\frac{\mu z}{x}$.

les forces supplémentaires agissant en B par suite de l'addition de la surcharge sont donc :

Suivant la verticale. . $\frac{\mu(x-z)}{x} + \frac{\mu z}{x} = \mu$ dont le moment par rapport à F est $\mu x'$,

Suivant l'horizontale . $\frac{\mu z}{h}$ — — $\frac{\mu z}{h}(H-h)$

La différence de ces deux moments, dont le premier augmente la stabilité, tandis que le second la diminue, cette différence mesure l'influence de la sur-

charge par rapport à la stabilité et elle peut s'écrire :

$$\mu\left(x'+z-\frac{Hz}{h}\right).$$

Si elle est positive, l'addition du poids μ aura augmenté la stabilité ; si elle est nulle, le poids μ n'aura servi à rien, et si elle est négative, il aura augmenté la tendance au renversemont.

Tant que $\frac{x'+z}{H}$ sera plus grand que $\frac{z}{h}$, l'addition de la surcharge sera avantageuse ; l'égalité $\frac{x'+z}{H}=\frac{z}{h}$ marque la limite au delà de laquelle la surcharge devient désavantageuse. Cette limite s'obtient en menant l'horizontale KX jusqu'à la rencontre de FB prolongée, car les deux triangles semblables XBV, XFZ donnent précisément l'égalité précédente.

Ainsi tout poids placé à gauche de la verticale XZ est favorable à la stabilité de la voûte et l'augmente, tout poids placé à droite de cette verticale diminue la stabilité.

Il va sans dire que ce résultat n'est applicable qu'aux voûtes pour lequelles l'addition du poids μ ne change pas la position du point de rupture ; généralement il n'en est pas ainsi, si ce n'est dans les voûtes suffisamment surbaissées pour que le joint de rupture se trouve toujours aux naissances.

Le moment résultant de la présence du poids μ est égale à

$$\mu\left[x'-z\left(\frac{H}{h}-1\right)\right],$$

lorsque le poids est à droite de la verticale du point de rupture et à

$$\mu\,(x'-z)$$

lorsque le poids est à gauche ; dans tous les cas on voit que :

Une surcharge quelconque μ est d'autant plus favorable à la stabilité, qu'elle est placée plus près de la verticale passant par le point de rupture.

Mais revenons à la recherche de la position du point de rupture ; il correspond au cas où la quantité $\frac{ma}{h}$ est maxima ; pour calculer (m) et (a), c'est-à-dire le poids et le centre de gravité du levier supérieur (*fig.* 3, planche IV), il faudrait savoir suivant quelle ligne se produit la rupture ; cette ligne est toujours normale à l'intrados au point B, et dans une voûte appareillée en voussoirs, elle est dirigée suivant un plan de joint parce que la résistance à l'arrachement est faible dans cette direction. Remarquons que la direction de cette ligne de rupture n'a qu'une influence insignifiante sur les quantités (m) et (a), car la longueur BC est dans les voûtes ordinaires bien supérieure à l'épaisseur de la voûte, et on modifiera peu la surface du levier BCK si on la limite à une droite quelconque par exemple à la verticale passant en B.

Admettons donc que la rupture se produit suivant la verticale BH.

La recherche du joint de rupture sera ramenée à celle de la verticale pour laquelle le rapport $\frac{ma}{h}$ est maximum. Or, nous avons démontré en analyse qu'aux environs de son maximum toute quantité reste sensiblement constante et récipro-

quement; donc, le maximum de $\frac{ma}{h}$ correspondra à la position de la verticale BH telle que la quantité $\frac{ma}{h}$ demeure constante pour cette position et pour les positions voisines, *bh*, par exemple. Cette constance ne peut s'obtenir que si le rapport de l'accroissement de *ma* à l'accroissement de *h* est égale au rapport de *ma* à *h*, en effet, de l'égalité

$$\frac{ma+d(ma)}{h+d(h)}=\frac{ma}{h} \quad \text{résulte l'égalité} \quad \frac{d(ma)}{d(h)}=\frac{ma}{h}.$$

Traduisons cette égalité :

1° L'accroissement de (*ma*) comprend deux termes : le premier est l'accroissement du moment de BCKH qu'il faut prendre par rapport à (*b*) et non plus par rapport à B, ce premier terme est $m \times \text{BD}$, c'est un infiniment petit du premier ordre; le second terme est le moment du quadrilatère BH*bh* par rapport à *b*, ce moment est un infiniment petit du second ordre, il est donc négligeable devant le premier terme puisqu'il est infiniment petit par rapport à lui;

2° L'accroissement de *h* est égale à D*b*.

L'égalité devient donc :

$$\frac{m \times \text{BD}}{\text{D}b}=\frac{ma}{h} \quad \text{ou} \quad \frac{\text{BD}}{\text{D}b}=\frac{a}{h}.$$

Le rapport $\frac{\text{BD}}{\text{D}b}$ mesure à la limite la tangente trigonométrique de la tangente à l'intrados au point de rupture *b*. Or, si l'on prolonge la verticale *m* du centre de gravité du levier supérieur jusqu'à la rencontre avec l'horizontale menée par le sommet de l'extrados et que l'on joigne OB, cette ligne sera inclinée sur la verticale d'un angle dont la tangente trigonométrique aura précisément pour valeur $\frac{a}{h}$; la ligne OB se confond donc avec la tangente à l'intrados au point de rupture, et de là résulte le théorème suivant :

« *Le point de rupture est celui pour lequel la tangente de l'intrados, en ce point, vient couper l'horizontale passant par le sommet de la clef, au même point que la verticale passant par le centre de gravité de la masse tendant à se détacher* ».

Ce résultat, remarquable par sa simplicité, disent MM. Lamé et Clapeyron, nous a paru utile à énoncer, parce que, sans exiger aucun calcul, il permet de fixer le point de rupture avec une exactitude suffisante dans la pratique. Il suffit pour cela de construire la courbe résultant de l'intersection de la tangente en un point quelconque de la courbe intrados, et de la verticale qui passe par le centre de gravité de la surface correspondante; cette courbe coupera l'horizontale qui passe par l'extrémité supérieure de la clef en un point; si par ce point on mène une tangente à la courbe intrados, le point de contact sera le point de rupture. Cette méthode est générale et s'applique aux voûtes extradossées d'une manière quelconque.

Voici donc comment se déterminera pratiquement le point de rupture (*fig.* 4, planche 4) :

On mènera une série de verticales *ab*, *a'b'*, *a''b''*, on cherchera les centres de gravité des surfaces *abcd*, *a'b'cd*... et par ces centres on fera passer les verticales *m*, *m'*, *m''*...; on tracera les tangentes à l'intrados en *a*, *a'*, *a''*...; elles

couperont les verticales susdites aux points s, s', s''... que l'on réunira par un trait continu. La courbe ainsi obtenue rencontrera l'horizontale du sommet c de la clef en un point s''' par lequel on mènera la tangente $s'''a'''$ à l'intrados; le point de rupture sera en a''' et le centre de gravité de la partie supérieure de la voûte qui tend à se détacher se trouvera sur la verticale $s'''m'''$.

La seule difficulté résulte de la détermination des centres de gravité : pour cette détermination, ce qu'il y a de plus expéditif et de meilleur, suivant nous, c'est de découper dans de bon papier fort les surfaces telles que (*abcd*), figure 5, et de les suspendre à un fil par deux points différents P et Q ; on prolonge la verticale du fil et on marque au crayon les lignes Px et Qy, dont l'intersection G donne le centre de gravité. On obtient autant de vérifications que l'on veut en suspendant la surface par d'autres points. Par cette méthode on opère très-rapidement et avec une exactitude bien suffisante, ainsi que nous avons eu plus d'une fois l'occasion de le vérifier.

MM. Lamé et Clapeyron ont cherché à déterminer par l'analyse la position des joints de rupture dans les voûtes en berceau et dans les voûtes sphériques. Ce serait sortir des limites de notre cadre que de les suivre dans leurs calculs plus curieux et plus ingénieux qu'utiles.

Ainsi, ils démontrent que dans une voûte circulaire dont l'épaisseur constante est le $\frac{1}{18}$ de l'ouverture diamétrale le point de rupture est situé sur le rayon qui fait avec l'horizon un angle de 34°37'. Comme résultat pratique, il suffit de se rappeler que cet angle est d'environ 30° et que par suite le joint de rupture est situé sensiblement au même niveau que le milieu du rayon vertical, c'est-à-dire sur l'horizontale menée par le milieu de la montée.

Ces auteurs cherchent encore à déterminer les formes les plus avantageuses à donner aux intrados et extrados des voûtes; mais ils reconnaissent eux-mêmes que cette recherche n'a rien de pratique et constitue simplemen un exercice analytique.

Ce qu'il faut retenir de leur mémoire, ce sont les théorèmes que nous avons mis en évidence en les inscrivant en italiques et qui sont d'une importance capitale :

1° Si on détermine pour une voûte quelconque le point de rupture, ce point de rupture restera le même de quelque manière que la voûte se termine au delà de ce point, quelles que soient la forme et la hauteur des pieds-droits.

D'après cela, le point de rupture se trouve à la naissance dans toutes les voûtes surbaissées dont l'origine se trouve au-dessus du point de rupture déterminé pour la voûte complète.

2° Une surcharge quelconque est d'autant plus favorable à la stabilité qu'elle est plus rapprochée de la verticale passant par le point de rupture.

3° Le point de rupture est celui pour lequel la tangente à l'intrados, en ce point, vient couper l'horizontale passant par le sommet de la clef, au même point que la verticale passant par le centre de gravité de la masse tendant à se détacher.

Une question sur laquelle MM. Lamé et Clapeyron n'insistent pas dans leur mémoire, c'est la détermination des pressions à la clef et au point de rupture; ces pressions résultent cependant immédiatement de la construction qui sert à fixer le point de rupture.

Le point de rupture étant en (*ab*) et la clef en (*cd*), la voûte s'ouvre en (*ab*) et (*cd*) comme le montre la figure 6 de la planche IV et le levier *abcd* transmet au joint de rupture une pression qui passe par (*a*) et au levier de l'autre demi-voûte

une pression qui passe par le sommet de la clef (*d*) ; quelle que soit la direction de ces pressions, c'est leur composante normale aux joints qui seule nous intéresse au point de vue de l'écrasement des matériaux. Nous aurons les deux composantes cherchées SQ et SR en décomposant par le parallélogramme des forces le poids S*m* de la masse tendant à se détacher.

Ainsi, théoriquement, les pressions tout entières se transmettraient par les seules arêtes (*a*) et (*d*) et celles-ci devraient s'écraser; mais, en réalité, l'élasticité des matériaux entre en jeu et les pressions se répartissent sur une certaine étendue des joints. Nous reviendrons ultérieurement sur cette importante question.

Nous avons exposé en détails le travail de MM. Lamé et Clapeyron, parce qu'il donne des résultats clairs et précis, et, si le lecteur a bien voulu le parcourir avec attention, il comprendra plus facilement ce qui va suivre.

Méthode de M. Méry. — Dans un mémoire publié en 1840, M. Méry, ingénieur des ponts et chaussées, se propose de donner le moyen de vérifier la stabilité des voûtes par une construction géométrique qui dispense de tout calcul.

Et en effet il donne une construction ingénieuse et fort simple, d'une application facile, qui s'est propagée rapidement et qui est aujourd'hui d'un usage général, bien qu'elle ne conduise qu'à des résultats illusoires.

Toute la méthode de Méry est contenue dans la construction de la courbe des pressions, qu'il s'agit tout d'abord de définir.

Un joint C*c* d'une voûte donnée (planche II, figure 7) reçoit de la partie qui le surmonte des pressions généralement variables d'un point à l'autre de ce joint. On ne tient pas compte de la cohésion des mortiers ou résistance à la traction, qui du reste est infiniment moindre que la résistance des matériaux à la compression, et on n'admet pas que le mortier travaille par traction; les efforts transmis au joint C*c* consistent donc uniquement en des pressions, qui peuvent être nulles en certains points du joint, mais qui ne se transforment nulle part en tensions (celles-ci ne pouvant se produire puisque dès qu'elles prennent une valeur notable elles déterminent la disjonction des points en contact). Cela prouve que toutes les forces agissant sur le joint C*c* sont dirigées de haut en bas, et que par suite leur résultante ne peut sortir du joint, elle est toujours comprise entre C et *c*, et se place en un de ces points extrêmes lorsque la partie supérieure de la voûte ne transmet sa poussée à la partie inférieure que par une arête de voussoir.

Réciproquement, la partie inférieure de la voûte exerce sur la partie supérieure une réaction *p* dont le point d'application γ est compris entre C et *c*.

Supposons que la poussée horizontale P exercée par la seconde moitié de la voûte sur le joint vertical B*b* de la clef soit appliquée en β ; le centre de gravité de la surface B*b*C*c* en *g* et le poids de la portion de voûte correspondante est représenté par la verticale S.

Cette portion de voûte doit se trouver en équilibre sous l'action des trois forces extérieures P,*p*,S qui la sollicitent. Nous connaissons S en position et en valeur absolue, nous connaissons seulement la direction de P, et nous supposons comme les points d'application β et γ de P et de *p*.

Prolongeant S jusqu'à l'horizontale P et joignant le point d'intersection au point γ, nous aurons la direction de *p*, et nous obtiendrons les valeurs de P et *p* en décomposant le poids S suivant le parallélogramme des forces.

Mais laissons cela de côté pour le moment et revenons à la courbe des pressions : cette courbe est le lieu des points γ, c'est-à-dire le lieu des points d'ap-

plication de la résultante des pressions qui s'exercent sur chaque plan de joint.

La courbe des pressions est, comme nous l'avons vu plus haut, toujours comprise entre l'intrados et l'extrados, et, si elle venait à en sortir, c'est que l'équilibre serait impossible.

La figure 8 planche II, la représente dans une de ses positions extrêmes, elle part du sommet de l'extrados, passe à l'intrados du joint de rupture et à l'extrados A du pied-droit; la voûte se divise en quatre leviers tournant autour de leurs arêtes comme nous l'avons vu dans la théorie de MM. Lamé et Clapeyron.

Dans la figure 7, l'épaisseur de la voûte est plus que suffisante pour l'équilibre mathématique et la courbe des pressions, bien que se rapprochant plus ou moins des points B, c, A ne les touche pas. Dans ce cas, dit M. Méry, la courbe des pressions est encore utile pour faire connaître les parties faibles de la voûte et donner la mesure de sa solidité; ainsi, d'abord il est évident que c'est dans les joints Bb, Cc, Aa que la maçonnerie présente le plus de chances de rupture ou d'écrasement; en second lieu, puisque la résultante des pressions que supportent les divers points de Cc est en γ, la portion $c\gamma$ de ce joint supportera au moins la moitié de la pression totale. Il faut donc, pour que la voûte soit solide, que $c\gamma$ soit assez grand, eu égard à la nature des matériaux, pour supporter au moins la moitié de la pression totale sur le joint considéré; il faut pareillement que les épaisseurs Bβ, Aα soient assez grandes pour supporter respectivement les demi-pressions totales des joints Bb, Aa.

On admet que sur un joint donné Cc la résultante des pressions est dirigée suivant la tangente à la courbe des pressions que nous venons de tracer; le calcul montre que cela n'est vrai que si la courbe des pressions passe par le centre de gravité du joint, mais il indique en outre que cette hypothèse s'éloigne assez peu de la vérité pour qu'on puisse sans inconvénient la considérer comme vraie dans la pratique.

A la seule inspection de la courbe des pressions, on peut donc reconnaître l'inclinaison sur un joint donné de la résultante des pressions qu'il supporte. Ainsi, figure 9, la résultante des pressions sur le joint Cc fait un angle φ avec ce joint, et si cet angle φ est trop aigu, les deux parties de la voûte, accolées suivant le joint, glissent l'une sur l'autre comme le montrent les flèches.

La force qui tend à produire le glissement est la composante p cotangφ de la résultante p suivant la direction Cc.

Le glissement se produit réellement (d'après Boistard) lorsque le rapport de la force de glissement à la pression totale atteint 0,76; la limite inférieure des valeurs admissibles pour l'angle φ résulte donc de l'équation

$$\text{cotang } \varphi = 0{,}76, \text{ ce qui donne } \varphi = 37^\circ \text{ environ.}$$

Perronet indique une valeur plus forte; il a constaté que les voussoirs d'une voûte en construction commençaient à glisser sur leurs joints lorsque l'inclinaison de ceux-ci atteignait 39° à 40°, ce qui porterait le rapport précédent ou la valeur de cotang φ à 0,81.

Dans la figure 9, c'est sur le joint C'c' que le glissement semble le plus à craindre et c'est là qu'il faudra examiner la valeur de l'angle φ; si elle est inférieure à 40°, la solidité du pied-droit sera fort douteuse.

Au contact des naissances et du sol naturel, le glissement est quelquefois à craindre, et la possibilité de le voir se produire doit toujours être présente à l'esprit du constructeur.

Tracé de la courbe des pressions. — La connaissance de la courbe des pressions serait donc fort avantageuse.

Malheureusement, elle est indéterminée.

Si l'on veut la tracer, il faut au préalable se donner deux de ses points, et alors voici comment on détermine tous les autres :

1° On prend par exemple les points α et β, figure 10 planche 2, comme points d'application sur le plan de joints des naissances Aa et sur le plan de joint de la clef Bb. La direction de la poussée à la clef, résultant de la présence de l'autre moitié de la voûte, cette direction est horizontale par raison de symétrie, c'est la droite βX; prenons le centre de gravité de la surface $BbAa$ et menons la verticale SG qui passe par ce centre de gravité, elle rencontre en K l'horizontale précitée. Prenons à une échelle donnée le poids KS de la partie de voûte comprise entre les deux plans de joint Aa, Bb ; cette partie de voûte est en équilibre, comme nous l'avons déjà vu plusieurs fois, sous l'action des trois forces extérieures qui la sollicitent; ces trois forces concourent donc au point K et la droite $K\alpha$ est la direction de la résultante des pressions sur le joint Aa; décomposant le poids KS suivant la règle du parallélogramme des forces, nous trouvons que la poussée à la clef est mesurée à l'échelle par l'horizontale SR ou KP et la pression totale en α par la droite KR.

La poussée à la clef qui est une chose constante et indépendante de la position du joint Aa est donc connue une fois pour toutes.

C'est elle qui va nous servir à trouver le point γ où la courbe des pressions coupe un joint quelconque Cc :

Cherchons le centre de gravité de la surface $BbCc$ et menons la verticale sg qui passe par ce centre de gravité; elle rencontre l'horizontale βX, direction de la poussée à la clef, en un point k à partir duquel nous prenons à l'échelle la droite ks, représentant le poids de la portion de voûte $BbCc$; cette portion de voûte est en équilibre sous l'action de son poids ks, de la poussée à la clef kp et de la réaction inconnue exercée dans le plan de joint Cc. Cette réaction n'est autre que la diagonale kr du parallélogramme construit sur ks et kp, laquelle coupe le plan de joint Cc au point cherché γ, qui appartient à la courbe des pressions.

On trouvera par cette construction géométrique simple autant de points que l'on voudra de la courbe des pressions, qui se trouve ainsi complétement déterminée.

2° On peut ne pas connaître la poussée à la clef βX, et n'avoir pour données que les centres des pressions α et γ sur les plans de joint Aa et Bb. Remarquons alors que si nous menons l'horizontale qui passe par α et que nous supposions connues les directions kt et $K\alpha$, nous aurons deux groupes de triangles semblables tmk et rsk, αMK et RSK dans lesquels existent les rapports

$$\frac{mt}{rs}=\frac{mk}{ks}, \quad \frac{M\alpha}{\text{RS ou } rs}=\frac{\text{MK ou } mk}{\text{KS}}.$$

Divisant ces rapports l'un par l'autre, il vient :

$$\frac{mt}{M\alpha}=\frac{\text{KS}}{ks} \quad \text{ou} \quad mt=M\alpha\frac{\text{KS}}{ks}$$

équation qui détermine mt, puisque $M\alpha$ est connu et que KS et ks sont des quantités proportionnelles aux poids des parties de voûte $Bb\,Aa$ et $BbCc$.

Connaissant le point t, on joint $t\gamma$, qui coupe la verticale ms au point k ; on

mène l'horizontale kX qui donne le centre de pression à la clef β, ainsi que la valeur de la poussée horizontale qui résulte immédiatement du parallélogramme des forces, et l'on continue comme précédemment la construction des autres points de la courbe des pressions.

Application de la courbe des pressions. — 1° M. Méry commence par faire l'application de la courbe des pressions à une voûte idéale construite en matériaux infiniment résistants.

Dans ces conditions, la stabilité est assurée pourvu que la courbe des pressions reste toujours comprise entre l'intrados et l'extrados, et cette courbe peut sans inconvénient se rapprocher autant qu'on le voudra des extrémités des voussoirs et même se confondre avec elles ; la résistance de la pierre étant infinie, la répartition des pressions peut être quelconque, elles peuvent même se trouver condensées en un seul point d'un voussoir.

Cherchons les positions extrêmes de la courbe des pressions. Elles sont représentées sur la figure 11, planche II.

Celle qui a la plus grande flèche et la plus petite corde touche nécessairement l'extrados à la clef et l'intrados près des naissances. A ce maximum de flèche correspond le minimum de poussée à la clef; en effet le moment de résistance que la partie inférieure de la voûte oppose au renversement est constant, donc il en est de même du moment de la poussée à la clef par rapport à l'arête de rotation; ce moment est le produit de la poussée par son bras de levier qui n'est autre que la flèche de la courbe des pressions. Lorsque cette flèche est maxima, la poussée est minima.

L'autre limite des courbes des pressions est celle qui possède le minimum de flèche et le maximum d'ouverture ; elle touche l'intrados à la clef, et l'extrados aux naissances, et, pour les raisons développées ci-dessus, elle correspond au maximum de la poussée.

Entre ces deux courbes extrêmes s'en trouvent une infinité d'autres donnant pour la poussée des valeurs intermédiaires. L'une quelconque d'entre elles peut se réaliser sans que la stabilité de la construction soit compromise.

Dans le cas de matériaux infiniment résistants, on n'a donc à adopter qu'une épaiseur suffisante pour que l'équation d'équilibre entre les quatre leviers mobiles, dont la voûte est censée composée, soit satisfaite. Alors, la courbe des pressions passe à l'extrados à la clef, à l'intrados au joint de rupture, et à l'extrados aux naissances, elle est parfaitement déterminée, et il n'y en a qu'une qui puisse se réaliser.

D'après cela, veut-on déterminer l'épaisseur qu'il suffit de donner à une voûte en berceau, pour qu'elle soit simplement en équilibre, indépendament de la résistance des matériaux, on y arrivera facilement de la manière suivante :

On admettra que la courbe des pressions passe à l'extrados à la clef, et à l'extrados aux naissances des pieds-droits ; cela donne deux de ses points, ce qui suffit, comme nous savons, pour la construire entièrement. L'ayant construite, nous voyons si elle coupe l'intrados, dans ce cas, c'est que l'épaisseur de la voûte est trop faible, ou si elle reste toujours au delà de l'intrados; dans ce cas, c'est que l'épaisseur de la voûte est trop forte. Après quelques tâtonnements, nous arriverons à trouver pour la voûte une épaisseur telle que la courbe des pressions touche l'intrados sans le couper. Nous aurons alors obtenu la forme d'équilibre.

La connaissance de cette forme constitue déjà un renseignement précieux.

2° Mais les matériaux infiniment résistants n'existent pas dans la nature, et il

faut limiter le champ d'excursion de la courbe des pressions, de telle sorte qu'elle ne s'approche jamais de l'intrados ou de l'extrados, au point d'amener la pression élémentaire à des valeurs capables de produire l'écrasement.

En général, dit Méry, toute position de la courbe, qui exposerait les extrémités de quelques voussoirs à des pressions trop fortes, ne peut exister d'une manière permanente; car les parties trop comprimées céderaient bientôt, et la courbe changerait de forme aussitôt. Elle ne peut donc jamais atteindre l'extrémité des voussoirs, et elle s'en éloignera d'autant plus que les matériaux seront plus mous. Par conséquent, elle sera resserrée dans des limites plus rapprochées que celles que nous avons considérées jusqu'à présent. Ce sont ces limites qu'il faut d'abord déterminer.

Voici comment on a l'habitude de procéder à cet effet :

Considérons un joint B*b* dans le voisinage de la clef (figure 7, planche IV), il tend à s'ouvrir à l'intrados, et la pression maxima règne en B à l'extrados. On admet que la presssion est nulle à l'intrados en (*b*), et qu'elle va en s'accroissant en progression arithmétique de l'intrados du joint à l'extrados, de sorte que, si l'on représente par BN la pression p en B et que l'on construise le triangle BN*b*, la pression en un point M du joint, sera mesurée par l'ordonnée MR de ce triangle; la résultante des pressions, passera donc au centre de gravité du triangle en question et aura son point d'application en β, au tiers du joint, à partir de l'extrados. Cette résultante est égale à la somme des produits des pressions élémentaires par les surfaces élémentaires à laquelle ces pressions s'appliquent; elle est donc mesurée par l'aire du triangle BN*b*, dans lequel le côté BN est égal à la pression p.

Si donc on appelle P la pression totale, on aura :

$$P = \frac{1}{2}\, Bb.BN = \frac{1}{2} . 3B\beta' . p,$$

d'où l'on tire :

$$p . B\beta' = \frac{2}{3} P.$$

Ceci posé, Méry admet que la pression maxima p s'exerce sur toute la surface Bβ', ce qui n'est pas vrai, puisque la pression diminue à partir de l'extrados; mais en faisant cette hypothèse on aggrave les conditions de la réalité, donc on est plus assuré encore de la stabilité. La pression totale supportée par la surface Bβ, est donc pBβ quantité égale à $\frac{2}{3}$P, d'après l'équation précédente.

Ainsi la poussée totale étant déterminée à la clef, il faut que le tiers de la surface de joint soit capable de résister aux $\frac{2}{3}$ de cette poussée.

C'est le cas limite admis par Méry, qui ne suppose pas que le joint puisse s'ouvrir complètement, et la pression se transmettre par la seule arête d'extrados. Généralement même, la pression ne sera pas nulle en *b*, elle aura une valeur mesurée par *bn* (figure 8, planche IV), et la résultante des pressions, mesurée par l'aire du trapèze BN*bn*, passera par le centre de gravité G de ce trapèze, et aura son point d'application sur le joint, en un point β situé entre le tiers et le milieu O du joint, à partir de l'extrados.

Lorsque β arrive à sa limite O, c'est que les pressions sont uniformément réparties sur toute la surface de joint, qui est partout également comprimée, le trapèze considéré plus haut est devenu un rectangle.

Mais revenons à la détermination de l'épaisseur à donner à une voûte (figure 9, planche IV).

Nous prenons deux points arbitraires de la courbe des pressions, l'un à la clef, au tiers du joint, à partir de l'extrados, et l'autre au point de rupture au tiers de ce joint, à partir de l'intrados; ces deux points nous suffisent, comme nous l'avons vu, pour déterminer la poussée à la clef P, la pression totale sur le joint de rupture R, et la courbe des pressions.

Considérons un joint quelconque Cc, la courbe des pressions le rencontre en γ, en un point distant de l'intrados d'une longueur $c\gamma$. Méry pose en principe que la surface correspondant à cette longueur, doit pouvoir résister aux deux tiers de la pression totale exercée sur le joint.

Lorsque la surface $c\gamma$ est trop faible pour qu'il en soit ainsi, il convient de modifier, soit le profil de la courbe, soit la surcharge.

L'usage de la courbe des pressions est donc bien simple; cependant, comme il est fort répandu, nous allons en donner une application.

Application.—Soit une voûte elliptique représentée par la figure 10, planche IV; on la divise par groupes de deux voussoirs, par exemple, car il serait trop long et peu utile de chercher le centre des pressions sur des joints trop rapprochés. A chaque groupe de voussoirs correspond une surcharge déterminée; notre figure suppose que le tympan est plein, mais il peut être évidé, et la surcharge se trouve alors irrégulièrement répartie sur la voûte.

Quoi qu'il en soit, on prend le centre de gravité G_1 du premier couple de voussoirs et de la surcharge superposée, le centre de gravité G_2 des deux premiers couples de voussoirs et de la surcharge superposée, le centre de gravité G_3 des trois premiers couples de voussoirs et de la surcharge superposée..., et le centre de gravité G de l'ensemble des neuf voussoirs compris entre la clef et le joint de rupture Aa.

Dans la voûte qui nous occupe, comme dans les voûtes en plein cintre, on a l'habitude de placer le joint de rupture sur l'horizontale qui correspond au milieu de la montée; c'est à peu près cette position qu'il occupe dans la réalité.

Cela fait, nous plaçons le centre des pressions à la clef en β au tiers de Bb à partir de l'extrados, et au joint de rupture en α au tiers de Aa à partir de l'intrados; la poussée à la clef est donc dirigée suivant l'horizontale βX, la verticale du centre de gravité G, la rencontre en M, et, en joignant Mα, on a la direction de la résultante des pressions sur le joint de rupture.

Représentant à une échelle déterminée par la verticale MN, le poids de la masse de maçonnerie dont le centre de gravité est en G, et décomposant cette force par le parallélogramme des forces, nous trouvons pour la valeur de la poussée à la clef l'horizontale NP représentant à l'échelle un certain nombre de kilogrammes, et pour la valeur de la pression au joint de rupture la longueur MP.

Comme première vérification, nous prendrons les $\frac{2}{3}$ de la poussée à la clef, et nous verrons si cette pression, répartie sur le tiers du joint Bb, ne donne pas une pression élémentaire supérieure à celle que l'on ne veut pas dépasser; cela revient à prendre le double de la poussée totale, à la répartir sur toute la surface de joint Bb, et à voir si la pression élémentaire résultante n'est pas trop forte.

Supposons qu'on ait trouvé pour la poussée à la clef 45,000 kilogrammes, et que l'épaisseur du joint soit 0^m, 90.

Le calcul est fait pour un mètre courant du cylindre de la voûte, la surface de joint à considérer est donc de 90×100, ou de 9,000 centimètres carrés.

Le double de la poussée est.	90,000 kilog.
Qui répartis sur 9000 centimètres carrés donnent par centim. carré.. .	10 —

pression très-admissible pour de la maçonnerie ordinaire de voûte. Souvent même, avec de bons matériaux, on peut aller jusqu'à 15 kilogrammes.

Nous ferons pour le joint de rupture une vérification analogue. Construisons maintenant la courbe des pressions.

Pour avoir le point de cette courbe situé sur le joint Cc, nous menons la verticale passant par le centre de gravité G_2 jusqu'à la rencontre de l'horizontale βX en Q, nous prenons à l'échelle la longueur QR, représentant le poids de la masse de maçonnerie correspondant au centre de gravité G_2, nous menons l'horizontale RS égale à la poussée à la clef NP, et nous tirons la droite RQ qui mesure la résultante des pressions sur le point Cc, et qui coupe ce joint au point γ, lequel appartient à la courbe cherchée.

On vérifiera si ce point n'est pas trop rapproché de l'intrados ou de l'extrados, c'est-à-dire que l'on regardera si la plus petite des deux longueurs Cγ, cγ est assez grande pour supporter les deux tiers de la poussée exercée sur le joint, sans que la pression élémentaire dépasse la limite qu'on s'est fixée: on opérera de même pour tous les autres points de la courbe.

Telle est la méthode de Méry, qui a servi depuis trente ans à vérifier la stabilité de presque tous les ponts en maçonnerie qui ont été construits.

Sans doute, elle ne conduit pas à de mauvais résultats pratiques, puisque l'expérience lui a été favorable, et nous ne pensons pas que l'on doive en proscrire l'emploi. Cependant, la nouvelle méthode de Dupuit est peut-être encore plus simple ; en tous cas, elle est plus conforme aux faits de la pratique, et elle doit être préférée à la méthode de Méry.

Celle-ci réussit bien parce qu'elle conduit toujours à adopter des dimensions trop fortes. Mais, si l'on veut bien ne pas se laisser séduire par la conception ingénieuse de la courbe des pressions, on reconnaît qu'en réalité cette courbe, tracée par la méthode de Méry, est absolument hypothétique.

Pour la déterminer, il faut se donner les deux points de départ : on suppose que le joint de clef, et le joint de rupture sont pressés sur toute leur étendue et que la pression élémentaire, nulle à l'une de leurs extrémités, va croissant en progression arithmétique jusqu'à l'autre extrémité, ce qui place les centres de pression au tiers du joint à partir de l'extrados ou de l'intrados, suivant que ce joint tend à s'ouvrir à l'intrados ou à l'extrados, c'est-à-dire suivant qu'il est situé à la clef ou au joint de rupture.

Mais rien ne prouve que les choses se passeront ainsi dans la réalité, il y a une infinité d'autres combinaisons possibles, et l'on peut affirmer que celle que nous avons choisie ne se réalisera pas, puisqu'elle a contre elle une infinité de chances.

Voilà le vice de la méthode, et il est bon de le mettre en lumière.

Cependant, nous le répétons, la construction géométrique de Méry est susceptible de rendre encore de grands services, car elle est simple et accessible à tous et conduit en général à des dimensions plus que suffisantes pour la stabilité.

M. l'ingénieur Alfred Durand-Claye a cherché à donner plus de précision à la courbe de M. Méry :

« Il n'échappe à personne, dit-il, que le tracé habituel des courbes de Méry présente une sorte de vague et d'incertitude. On n'arrive à trouver une courbe d'équilibre que par tâtonnements, en prenant arbitrairement deux points pour déterminer la courbe, ou faisant varier la poussée en grandeur et en position, ce qui revient toujours à prendre au sentiment les deux conditions nécessaires pour

définir la courbe. On n'a aucune idée du degré de stabilité de la voûte puisqu'on s'arrête dès qu'une courbe d'équilibre est trouvée et que la voûte peut en comporter une infinité; l'influence de la résistance des matériaux n'est pas suffisamment mise en évidence et les parties faibles du profil sont indiquées avec un certain vague. Lorsque, pour éviter des essais successifs, on se donne *a priori* la position du joint de rupture ainsi que les points où doit passer la courbe sur ce joint et sur le sommet, il est évident qu'on tient imparfaitement compte des conditions précises du problème, et on néglige jusqu'à un certain point l'influence, cependant si essentielle, du degré de résistance des pierres dont se compose la voûte. »

M. Durand-Claye cherche à supprimer les tâtonnements et les hypothèses arbitraires : on trouvera son intéressant travail dans les annales des ponts et chaussées de l'année 1867. Nous ne pouvons l'analyser ici; du reste, il conduit à une méthode assez longue, qui n'a point passé dans la pratique.

Mémoires divers sur la théorie des voûtes. — Plusieurs mémoires fort remarquables ont paru dans ces dernières années sur la théorie des voûtes. C'est un devoir de les indiquer ici et d'en dire les principes; nous aurions voulu pouvoir les développer complétement, mais ce travail nous entraînerait trop loin, et d'ailleurs les mémoires dont il s'agit s'appuient sur l'analyse mathématique et sur des méthodes de calcul, qui ne sauraient trouver place dans un ouvrage élémentaire.

Les méthodes qu'on en a déduites, ne sont donc pas d'une application générale, et, quoique fort intéressantes au point de vue scientifique, elles demandent à être simplifiées.

ÉTUDE DE M. CARVALLO.

M. l'ingénieur des ponts et chaussées Carvallo, a inséré dans les annales des ponts et chaussées de 1853, une étude sur la stabilité des voûtes, étude qui a reçu de l'Académie des sciences un accueil favorable.

L'auteur se propose le problème suivant :

Étant donnés : l'équation de l'intrados d'une voûte cylindrique, le poids du mètre cube de la pierre à employer, la pression par centimètre carré sous laquelle cette pression s'écrase, le coefficient du frottement de la pierre sur le lit de mortier,

Déterminer l'extrados curviligne de manière à restreindre, autant que possible, le cube de la pierre employée, sous la condition qu'aucun glissement n'ait lieu et qu'en aucune des arêtes des plans de joint la pression n'excède le dixième de celle qui produit l'écrasement.

Et il trouve la solution de ce problème dans l'étude de la courbe des pressions, définie comme l'a fait Méry : si l'on considère un plan de joint, et toutes les pressions qui lui sont transmises par la portion de voûte qui le surmonte, la résultante de ces pressions coupe le plan de joint en un point dont le lieu est la courbe des pressions.

Pour faciliter les calculs, M. Carvallo décompose la voûte par des lignes verticales et non point par des normales à l'intrados; ce procédé n'est pas absolument exact, mais il s'écarte peu de la vérité et ne saurait entraîner dans des erreurs considérables. Par ce mode de décomposition des voûtes en tranches, à faces

verticales, la résultante des pressions sur l'une des faces est tangente à la courbe des pressions, ce qui n'est pas exact lorsque l'on considère les plans de joint réels, c'est-à-dire des faces inclinées sur la verticale.

M. Carvallo démontre que la courbe des pressions est au moins du second degré, qu'elle est indépendante de l'extrados de la voûte lorsque celle-ci est surmontée de tympans en maçonnerie ; puis il cherche à établir l'équation de cette courbe lorsque la poussée à la clef se rapproche de l'extrados ou de l'intrados et lorsque la courbe des pressions passe par le milieu des joints. S'appuyant sur les résultats des expériences de Boistard, qui s'appliquent aux formes le plus habituellement employées dans la pratique, l'auteur dit qu'il faut dans les voûtes de pont adopter pour la courbe des pressions l'équation qu'on obtient lorsqu'on suppose que la poussée à la clef s'approche de l'extrados, et en effet il place cette poussée à la clef au tiers du joint à partir de l'extrados. Avec cette condition, on peut dans une voûte donnée déterminer la courbe des pressions tout entière et les joints de rupture; M. Carvallo a fait les calculs pour divers exemples et a donné des tables destinées à abréger le travail.

Quoi qu'il en soit, les formules de M. Carvallo, fort habilement obtenues, ne nous paraissent point conduire à des résultats pratiques plus complets que ceux auxquels on arrive par la méthode de Méry, et celle-ci conserve l'avantage de son extrême simplicité.

Mémoires de M. Yvon Villarceau. — M. Villarceau, astronome et géomètre de l'Observatoire de Paris, a repris la théorie des voûtes dans deux mémoires couronnés par l'Académie des sciences. Il traite la question par l'analyse mathématique, et son travail publié dans les mémoires des savants étrangers, n'est accessible qu'à peu de personnes.

Il se propose de modifier la forme d'intrados adoptée jusqu'ici, de manière à faire toujours passer la courbe des pressions par le centre de gravité des plans de joint : de la sorte, les pressions sont uniformément réparties, et on peut, à égalité de pression totale, réduire de beaucoup les sections, ou, inversement, à égalité de section, augmenter la pression totale, c'est-à-dire l'ouverture des voûtes.

En effet, en supposant que la poussée à la clef passe au tiers du joint, cela revient à dire que la moitié de cette poussée est répartie sur le tiers du joint, ou encore, que le joint tout entier doit être assez large pour résister à une pression uniformément répartie égale au double de la poussée.

Avec la méthode de M. Villarceau on peut donc adopter des épaisseurs à la clef moitié moindres que celles qu'on obtient avec la méthode de M. Méry, et par suite on arriverait à franchir avec des voûtes en pierre des portées considérables.

Malheureusement, on peut douter que la courbe des pressions garde dans la pratique la position si avantageuse que M. Yvon Villarceau lui assigne par la théorie; il y a une infinité de courbes de pression possibles, et on ne sait trop laquelle se réalisera après le décintrement.

Les idées de M. Villarceau demanderaient donc à être justifiées par des expériences exécutées en grand.

MÉMOIRE DE M. DE SAINT-GUILHEM.

On trouve aux Annales des ponts et chaussées de 1859, un mémoire de M. l'ingénieur en chef de Saint-Guilhem, qui a pour objet de simplifier la méthode précédente et dont nous allons exposer le principe :

On se donne simplement le profil de la voûte, et c'est de ce profil seul que dépendent les conditions d'équilibre; on suppose la voûte formée d'une infinité de voussoirs infiniment minces et perpendiculaires à l'intrados, et on fait abstraction du frottement que produiraient les voussoirs en glissant les uns sur les autres et de la résistance au glissement que ferait naître l'adhérence des mortiers.

L'auteur se propose comme M. Yvon Villarceau de faire passer la courbe de pressions au centre de gravité des voussoirs, ce qui est très-avantageux puisqu cela suppose la pression totale uniformément répartie sur les plans de joint.

M. Saint-Guilhem admet en outre que la maçonnerie des reins et la surcharge de la voûte produisent sur l'extrados le même effet qu'un liquide homogène affectant la même forme et ayant la même densité que le massif de la voûte; ce qui revient à dire que chaque élément de l'extrados éprouve une pression normale égale au poids d'une colonne de maçonnerie qui aurait pour base cet élément et pour hauteur la profondeur de l'élément au-dessous de la surface du liquide.

Partant de ces hypothèses et des formules données par Navier pour l'équilibre d'un assemblage de voussoirs dans les conditions indiquées, il calcule les coordonnées des points de la courbe d'intrados, et il donne même des tables pour faciliter les calculs, qui, néanmoins, restent encore assez compliqués bien qu'ils soient beaucoup plus simples que ceux de M. Villarceau.

La méthode de M. de Saint-Guilhem ne s'est point propagée; la complication plus ou moins grande des formules ne serait pas une raison suffisante d'une pareille négligence si l'on pouvait avoir en ces formules une confiance absolue; mais les hypothèses du point de départ s'éloignent notablement de la vérité, et bien que les résultats du calcul ne s'écartent pas trop de la pratique, on préfère en général la méthode graphique de Méry qui, elle aussi, donne des résultats en accord avec les dimensions usuelles adoptées par les constructeurs.

Cependant, un ingénieur en chef des ponts et chaussées, M. Decomble, a appliqué la méthode de M. de Saint-Guilhem à un grand nombre de ponts de chemin de fer, et il en recommande l'emploi.

Le point de départ de cette méthode est, avons-nous dit, dans les formules de Navier, dont voici la démonstration :

Formules de Navier. — Soit une demi-voûte ABMN, figure 11, planche IV, dont tous les joints des voussoirs sont normaux à la courbe d'intrados, on se propose de déterminer l'action qu'une partie de la voûte MN*mn* exerce sur l'autre partie *mn*AB, en ne tenant compte ni de la cohésion des mortiers ni de la tendance au glissement, car nous savons que le glissement sur les joints ne se produit jamais dans les voûtes usuelles qui n'éprouvent que des mouvements de rotation autour des arêtes de certains voussoirs.

La voûte considérée est soumise en chaque point à une certaine surcharge dépendant de la forme des tympans et du couronnement; cette surcharge est une force verticale bien déterminée, agissant à l'aplomb du joint (*mn*). Le caractère original de la théorie de Navier consiste à supposer au contraire que la surcharge

agit sur la voûte comme un liquide c'est-à-dire normalement aux parois du vase qui supporte ce prétendu liquide; ainsi la surcharge exercée sur le joint mn est une force F dirigée suivant ce joint et faisant avec l'horizontale AX l'angle φ. Navier rapporte cette force à l'unité de longueur et l'exprime en fonction de l'axe Am ou s de l'intrados qui sépare les naissances du joint considéré; il adopte pour axes de coordonnées l'horizontale AX et la verticale AY, appelle x et y les coordonnées du point m, ρ le rayon de courbure de l'intrados, au même point m, S la longueur de l'arc AM, moitié de l'intrados et T la valeur de la pression exercée perpendiculairement au joint mn par l'une des parties de la voûte contre l'autre. Remarquons en outre que la demi-voûte de droite exerce sur celle de gauche une poussée horizontale Q, et nous aurons tous les éléments du calcul.

Écrivons les équations d'équilibre entre : 1° la réaction T exercée par la partie de voûte inférieure sur la partie supérieure; 2° la poussée à la clef Q; 3° les forces normales, à l'intrados qui agissent de m en M; ces forces F étant rapportées à l'arc s et chacune d'elles étant appliquée à un élément ds de cet arc, leur somme serait donnée par l'intégrale de F.ds, prise de s à S.

Chacune de ces pressions élémentaires a deux composantes, l'une horizontale $F.ds.\cos\varphi$ et l'autre verticale $F.ds.\sin\varphi$; mais, si on se rappelle que la tangente à l'intrados, c'est-à-dire la perpendiculaire à mn, fait avec les axes de coordonnées, c'est-à-dire avec l'horizontale et la verticale, des angles dont les cosinus sont donnés par $\frac{dx}{ds}$ et $\frac{dy}{ds}$, et si on remarque que F est dirigée suivant la normale à l'intrados, on aura :

$$\cos\varphi = -\frac{dy}{ds} \quad \text{et} \quad \sin\varphi = \frac{dx}{ds},$$

relations qui nous serviront tout à l'heure.

Exprimons que la somme des projections des forces qui sollicitent le massif MN mn est nulle sur les deux axes de coordonnées, il viendra :

$$T\frac{dy}{ds} = \int_s^S ds.F\ \sin\varphi \quad \text{et} \quad T\frac{dx}{ds} = Q + \int_s^S ds.F.\cos\varphi.$$

Différentions ces deux équations par rapport à s, elles deviennent :

$$(1)\qquad T.d.\left(\frac{dy}{ds}\right) + \frac{dy}{ds}dT = dsF\sin\varphi \qquad Td.\frac{dx}{ds} + \frac{dx}{ds}dT = dsF\cos\varphi.$$

Multiplions la première par $\frac{dy}{ds}$ et la seconde par $\frac{dx}{ds}$, et ajoutons les membre à membre, nous aurons :

$$(1)\qquad T\left\{\frac{dy}{ds}.d.\left(\frac{dy}{ds}\right) + \frac{dx}{ds}.d\left(\frac{dx}{ds}\right)\right\} + dT\left\{\left(\frac{dy}{ds}\right)^2 + \left(\frac{dx}{ds}\right)^2\right\} =$$
$$= Fds\left\{\sin\varphi\frac{dy}{ds} + \cos\varphi\frac{dx}{ds}\right\},$$

mais il existe les relations suivantes :

$$\cos\varphi = -\frac{dy}{ds}, \quad \sin\varphi = \frac{dx}{ds}, \quad \sin^2\varphi + \cos^2\varphi = 1 = \left(\frac{dx}{ds}\right)^2 + \left(\frac{dy}{ds}\right)^2,$$

et en différentiant cette dernière, on obtient :

$$(2)\qquad \left\{ \frac{dx}{ds} d.\left(\frac{dx}{ds}\right) + \frac{dy}{ds} d.\left(\frac{dy}{ds}\right) \right\} = 0,$$

de sorte que l'équation (1) devient tout simplement :

$$(3)\qquad dT = 0$$

Ainsi la pression normale T exercée sur un plan de joint quelconque est constante dans toute l'étendue de la voûte.

Les équations (1) voient disparaître le second terme de leur premier membre et se réduisent à

$$(4)\qquad Td.\frac{dy}{ds} = F.ds.\sin\varphi \quad \text{et} \quad Td.\frac{dx}{ds} = F.ds.\cos\varphi.$$

Or les équations

$$\cos\varphi = -\frac{dy}{ds}, \quad \sin\varphi = \frac{dx}{ds},$$

donnent par différentiation :

$$-\sin\varphi.d\varphi = -d.\frac{dy}{ds} \quad \text{et} \quad \cos\varphi.d\varphi = d.\frac{dx}{ds}.$$

Donc les équations (4) peuvent s'écrire l'une et l'autre

$$Td\varphi = Fds.$$

ds est l'arc d'intrados compris entre deux normales consécutives qui font entre elles l'angle $d\varphi$, par suite la limite du rapport $\frac{ds}{d\varphi}$ n'est autre que le rayon de courbure ρ, et nous arrivons finalement à l'équation simple :

$$(5)\qquad T = \rho F.$$

Certains ingénieurs se servent de cette formule pour déterminer la valeur de la poussée à la clef; nous en donnerons plus loin un exemple.

Pour le moment, nous nous arrêterons sur les considérations qu'inspirent à M. l'ingénieur Decomble les formules fondamentales de Navier :

$$(a)\ T = \text{constante} \qquad (b)\ T = \rho F$$

Ainsi, dit M. Decomble, en admettant l'hypothèse abstraite de Navier, on aurait :

« 1° Une pression constante dans toute l'étendue de la couronne (devenue ainsi un solide d'égale résistance), à la seule condition de donner à l'intrados la forme déterminée par l'équation (*b*) et à la voûte une épaisseur uniforme;

2° Cette pression constante serait égale au produit de la force, appliquée normalement à la courbe d'intrados en un point quelconque, par le rayon de courbure de l'intrados en ce même point ; de sorte que l'équilibre exige que la force et le rayon de courbure correspondants soient toujours inversement proportionnels. »

Supposons le massif de maçonnerie arasé au plan horizontal passant au sommet de la clef, avec des tympans pleins; la surcharge est généralement constante par mètre courant; de sorte qu'on peut la supposer limitée à un autre plan horizontal situé au-dessus du premier à une hauteur qui dépend de l'échelle, et qui s'obtiendra en exprimant la surcharge par une hauteur de maçonnerie de même densité que celle des tympans. Désignons par (y) l'ordonnée d'un point de l'intrados au-dessous du plan horizontal supérieur ci-dessus défini ; cette ordonnée (y) mesurera la charge F transmise au point considéré, et nous admettons que cette charge agit normalement à l'intrados comme le ferait un liquide de même hauteur et de même densité.

Appelant ρ_0 et y_0 le rayon de courbure et l'ordonnée à la clef, le problème de la stabilité de la voûte sera résolue par les équations :

$$T = \text{constante} = \rho_0 y_0 = \rho y,$$

et si ε est l'épaisseur constante de la voûte, R la pression maxima que l'on veut imposer aux maçonneries par mètre carré, on aura :

$$R\varepsilon = T = \rho_0 y_0,$$

équation qui détermine l'épaisseur ε de la voûte.

Pour connaître complétement celle-ci, il faut calculer la forme de l'intrados, c'est-à-dire les valeurs successives de y et de ρ par la formule

$$(c) \quad \rho = \frac{\rho_0 y_0}{y}$$

Exemple : on donne l'ouverture et la montée d'une voûte en anse de panier, et on demande d'en trouver l'intrados et l'épaisseur.

La surcharge uniforme est connue, on se donne approximativement l'épaisseur à la clef, de sorte que l'on connaît y_0. On fait une première hypothèse sur la valeur de ρ_0, puis on calcule une série de valeurs de ρ par la formule (c), dans laquelle on donne à y une série de valeurs rapprochées et également espacées; sur des morceaux de papier dioptrique on trace des arcs de cercle ayant pour rayon les valeurs de ρ ainsi calculées; puis, après avoir décrit l'arc à la clef, dont le rayon de courbure est connu en direction et hypothétiquement en vraie grandeur, on rend tangent à cet arc l'arc décrit de l'(y) le plus voisin de y_0, et ainsi de suite. Si, de la sorte, on obtenait une retombée verticale et une ouverture sensiblement égale à l'ouverture cherchée, le problème serait résolu. Dans le cas contraire, on procéderait à un nouveau tâtonnement.

On arrive ainsi assez vite à déterminer la forme de l'intrados, qui correspond à une certaine valeur ρ_0 du rayon de courbure à la clef, et l'on détermine l'épaisseur constante ε de la voûte par la formule $R\varepsilon = \rho_0 y_0$, de sorte que le problème est entièrement résolu.

M. Decomble affirme s'être toujours bien trouvé de l'emploi de cette méthode simple : il va sans dire qu'une fois la forme d'intrados obtenue d'une manière approximative, on lui substitue une anse de panier ne possédant qu'un nombre réduit de centres.

La formule $\rho y =$ constante nous montre que, théoriquement, la forme d'intrados ne peut jamais être un plein cintre; en effet, pour que ρ soit constant, il faut qu'y le soit, ce qui est impossible, puisque la différence entre l'ordonnée extrême et l'ordonnée à la clef est toujours égale à la montée.

C'est seulement lorsque la voûte est très-surbaissée ou la surcharge infinie qu'on peut admettre pour ρ une valeur constante et adopter un arc de cercle. Dans les autres cas, on obtient des anses de panier.

La formule $\epsilon R = \rho y$ apprend que pour une valeur constante de ρ et y, ϵ doit varier en raison inverse de R; il faut donc donner d'autant moins d'épaisseur à la voûte que les matériaux sont plus résistants. Si on augmente ϵ en conservant les mêmes matériaux, on diminue le travail desdits matériaux mais on n'augmente pas la stabilité de la voûte.

La forme de l'intrados varie avec la charge, mais non avec la résistance des matériaux : celle-ci n'influe que sur l'épaisseur de la voûte.

De la formule $\rho y =$ constante il faut conclure que ρ diminue de la clef aux naissances, c'est-à-dire qu'on a toujours la forme d'une anse de panier ou d'une calotte d'anse de panier.

Entre toutes les voûtes de même ouverture et de même charge, c'est le plein cintre qui exige le moins d'épaisseur, puisque c'est lui qui a le moindre rayon à la clef, c'est-à-dire qui donne pour le produit $\rho_0 y_0$ la valeur maxima.

Toutes les arches de même rayon à la clef doivent recevoir, tout égal d'ailleurs, même épaisseur.

Tels sont les résultats que l'on tire de la théorie de Navier; on voit qu'ils n'ont rien que de logique; il est vrai que le point de départ est hypothétique, mais les autres théories admettent aussi des hypothèses.

Celle de Navier paraît cependant de prime abord plus difficilement admissible, et c'est sans doute la raison pour laquelle sa méthode ne s'est guère propagée.

Méthode simple pour calculer la poussée à la clef d'une voûte. — Dans cette théorie de Navier, le seul résultat qui soit vraiment resté dans la pratique usuelle, c'est la formule très-simple qui permet de calculer la poussée à la clef d'une voûte quelconque.

La formule $T = \rho F$ se traduit en effet, en langage vulgaire, par l'énoncé suivant :

La poussée horizontale à la clef d'une voûte est mesurée par le produit du rayon de courbure au sommet de l'intrados et de la charge verticale transmise à l'intrados sur une longueur de un mètre au voisinage de la clef.

Exemple : soit une voûte de 1 mètre d'épaisseur à la clef, avec une surcharge dont le poids représente une hauteur de maçonnerie de $1^m,50$; cela fait une hauteur totale de $2^m,50$ de maçonnerie au-dessus de l'intrados à la clef, et, pour un mètre courant de voûte, avec des matériaux dont la densité est de 2,500 kilogrammes, il en résulte une charge verticale

$$p = 2500 \times 2,5 = 6250 \text{ kilogrammes.}$$

D'autre part, le rayon R de l'intrados à la clef est de 15 mètres.

La poussée horizontale Q sera donnée par

$$Q = p.R = 6250 \times 15 = 93750 \text{ kilogrammes.}$$

La voûte, ayant un mètre d'épaisseur à la clef, présente par mètre courant 10,000 centimètres carrés; en admettant que la pression se répartisse uniformément, il en résulterait une force de

$$9^k,37 \text{ par centimètre carré.}$$

Valeur généralement admissible dans la pratique.

Si l'on trouvait une valeur trop forte, il faudrait augmenter l'épaisseur à la clef et inversement.

MÉTHODES DE MM. DROUETS ET SCHEFFLER.

Dans un mémoire fort intéressant, inséré aux Annales des ponts et chaussées de 1865, M. l'ingénieur Drouets expose une théorie nouvelle de la stabilité des voûtes. Il commence par étudier les courbes des pressions, et il montre qu'il y a une infinité de ces courbes qui sont compatibles avec l'équilibre d'une voûte donnée. En réalité, une seule de ces courbes se produit : c'est celle-là qu'il faudrait déterminer.

« Dans la nature, dit M. Drouets, il est impossible d'admettre que la question soit indéterminée et, en fait, dans un pont existant et dont le décintrement a été exécuté, il y a, pour un état donné des surcharges et à un moment donné, une courbe de pression, et il n'y en a qu'une seule.

« D'un autre côté, lorsqu'une question n'est à priori susceptible que d'une solution, et qu'il se présente une série de solutions toutes équivalentes et indifféremment admissibles, mais qu'il y a une seule solution distincte des autres et complétement définie, il semble rationnel de penser que cette solution unique sera la solution réelle de la question; mais pour l'admettre il faut qu'on ait pu tenir compte dans cette recherche de toutes les circonstances pouvant influer sur le résultat Or c'est précisément ce que nous ne pouvons faire pour la théorie des voûtes, dont certains ordres de phénomènes échappent encore à une appréciation exacte. Ainsi, rien ne prouve que la courbe réelle, à laquelle conduirait la considération complétement exacte de toutes les forces agissant sur la voûte, serait identique à celle unique et seule définie à laquelle nous arrivons, en ne tenant compte que d'une partie des circonstances et des actions produites sur la voûte.

Cette courbe de pression la plus favorable satisfait au principe métaphysique de la moindre action, car c'est de tous les systèmes d'équilibre possibles, celui qui assure cet équilibre en exigeant des matériaux le moindre effort possible, et en développant les forces réactrices moléculaires dans la mesure nécessaire, mais la moindre possible. »

Ainsi, M. Drouets trouve une justification de sa méthode dans ce fait qu'elle vérifie le principe de moindre action, que certains métaphysiciens considèrent comme un axiome. Malheureusement, ce principe de la moindre action peut paraître douteux, surtout lorsqu'on l'applique à un phénomène purement mécanique comme celui de la stabilité des voûtes et des mouvements que ces voûtes subissent au décintrement.

Nous avons déjà rencontré le principe de la moindre action lorsque, dans le Traité des routes, nous avons parlé d'un mémoire de M. l'ingénieur en chef Dumas, qui s'exprime ainsi : « On sait très-bien que tout être, tout objet accomplit sa destinée avec le moindre développement de force ; c'est le principe éternel de la moindre action. »

Il n'est pas nouveau, puisque le mémoire de M. Dumas remonte à 1840, mais il a été repris avec un certain éclat dans ces dernières années par le docteur Scheffler, qui en fait la base d'un traité de la stabilité des constructions, lequel a été traduit par M. Victor Fournié, ingénieur des ponts et chaussées.

Nous renvoyons le lecteur à l'ouvrage de M. Fournié; cet ouvrage est simple et accessible à tous, et donne les moyens de calculer les voûtes et les assemblages de voûtes.

Mais on est forcé d'admettre d'abord le principe de la moindre action, qu'on ne saurait considérer comme un axiome, c'est-à-dire comme une vérité s'imposant à l'esprit le plus sceptique.

C'est pourquoi nous ne pouvons recommander de recourir à la méthode de Scheffler, bien qu'elle donne une solution complète du problème des voûtes.

MÉTHODE DE M. DUPUIT.

M. Dupuit a laissé un traité posthume de la théorie des voûtes, qui vient d'être publié récemment par MM. Mahyer et Vaudrey, ingénieurs en chef des ponts et chaussées. Cet ouvrage est composé avec la simplicité et le sens pratique qui caractérisent les travaux du savant ingénieur, dans lesquels on voit toujours marcher de front le raisonnement et l'expérience.

Il est impossible de ne point donner ici un résumé de cette théorie nouvelle.

Considérations générales sur les massifs de maçonnerie. « Un massif de maçonnerie pouvant, dit M. Dupuit, se diviser facilement suivant certaines surfaces, il ne suffit pas, pour qu'il soit en équilibre, que, en le considérant comme monolithe, les forces qui lui sont appliquées aient une résultante nulle ; il faut encore qu'elles n'en puissent écraser ou détacher une partie quelconque. Dans sa généralité, le problème semble donc exiger des recherches et des calculs très-nombreux pour s'assurer de l'équilibre de chacun des petits solides dont le massif est composé ; cependant, en réalité, ce problème se simplifie beaucoup à cause de la position, de la forme peu différente de chacun de ces solides, qui donnent la faculté de leur appliquer des méthodes de recherche communes et même de les lier entre elles par des formules et des courbes qui permettent de ne s'occuper spécialement que de quelques-uns d'entre eux et d'étendre aux autres les résultats trouvés sans aucun travail nouveau. »

Il faut bien faire attention qu'on ne peut pas toujours considérer comme un monolithe tout ou partie d'un massif de maçonnerie ; ce massif n'est pas homogène, et lorsqu'on veut en calculer la déformation, il faut calculer l'effet de chacune des forces suivant son point d'application. Ce n'est que lorsqu'on considère le mouvement général possible du massif entier qu'il est permis de composer toutes les forces qui le sollicitent. Ainsi, un massif pressé par deux forces égales et opposées est en équilibre si on le considère comme monolithe incompressible, mais peut fort bien s'écraser lorsque les réactions moléculaires deviennent insuffisantes.

Un massif de maçonnerie est toujours divisé en assises généralement planes ; si l'on considère la résultante des forces transmises à une assise, il faut que cette résultante n'ait pas une inclinaison assez forte pour vaincre le frottement, c'est-à-dire que, si on appelle φ l'angle de la force avec l'assise et f le coefficient de frottement, on devra avoir

$$\operatorname{tang} \varphi > f.$$

Dans la pratique, on connait toujours les plans suivant lesquels la rupture peut

se produire dans un massif, ce sont les lits de mortier; leurs directions indiquent celles suivant lesquelles on doit s'assurer de la stabilité.

La courbe des pressions est, comme nous l'avons déjà dit plusieurs fois, le lieu du point d'application de la résultante des pressions sur les plans de joints considérés.

Ainsi (figure 12, planche IV), soit une demi-voûte, sollicitée à à la clef par une force horizontale Q; proposons-nous de déterminer la courbe des pressions. Au-dessus du joint *st*, les forces qui agissent sont le poids *rn* appliqué au centre de gravité du massif et la force horizontale Q; leur résultante est *rm*, et le point *m* appartient à la courbe des pressions.

Prenons pour axes de coordonnées les droits OX et OY; appelons x, y les coordonnées du point *m*; ξ l'abscisse du centre de gravité, c'est-à-dire la longueur O*r*; *p* le poids du massif au-dessus du joint considéré, ou mieux la résultante de toutes les forces verticales qui agissent sur le massif;

L'inclinaison du coefficient angulaire de la résultante *rm* est $\frac{p}{Q}$.

Cette résultante passe par les points dont les abscisses sont x et ξ et les ordonnées y et zéro, elle a donc pour équation :

$$y=\frac{p}{Q}(x-\xi) \tag{1}$$

D'un autre côté, l'équation de la ligne droite qui représente le joint *st*, sera de la forme

$$y=\alpha x+f(\alpha) \tag{2}$$

Le mode de génération de cette droite est connu; elle ne dépend que d'un coefficient indéterminé, son inclinaison; c'est ce qu'il est facile de vérifier sur toutes les courbes usuelles. De même, le poids du massif supérieur au joint et l'abscisse de son centre de gravité sont des fonctions de l'inclinaison (α) de la ligne du joint. Ainsi, l'équation (1) ne renferme en réalité qu'une indéterminée α; si on élimine α entre les équations (1) et (2), on obtiendra une équation en x et y, qui sera vérifiée par les coordonnées du point *m*, puisque ce point *m* résulte de l'intersection des deux droites (1) et (2); cette équation représentera donc la courbe des pressions.

En différentiant l'équation (1), dans laquelle il suppose que *p* et ξ sont représentés par des fonctions de x et non plus de α, l'auteur trouve l'expression $\frac{dy}{dx}$ c'est-à-dire le coefficient angulaire de la tangente à la courbe des pressions, et il démontre que cette tangente coïncide avec la résultante des pressions passant au même point, pourvu que les joints soient verticaux. Alors, la courbe des pressions ressemble absolument à une chaînette renversée, c'est-à-dire à la figure que prend un cordage pesant fixé à ses deux extrémités.

Il faut bien remarquer que la courbe des pressions est une conception géométrique; elle dépend essentiellement, toutes choses égales d'ailleurs, du système de joints adopté. Lorsque celui-ci change, les centres de gravité et les poids des massifs superposés à chaque assise changent aussi; il en est de même de la résultante et de la courbe des pressions. Mais, dans la pratique des voûtes, la direction des joints est toujours normale à l'intrados, et la construction géométrique,

que nous avons déjà développée plusieurs fois, ne donne qu'une courbe de pression, lorsqu'on connaît en grandeur et en position la poussée à la clef.

Connaissant les forces extérieures qui agissent sur un massif, en les composant avec le poids des assisses successives, on pourra toujours, par une construction géométrique simple, tracer la courbe des pressions statiques.

Si cette courbe ne sort pas du massif, c'est qu'il est en équilibre en tant que monolithe, et il ne reste plus qu'à examiner sur chaque assise si la pression totale n'est pas susceptible de déterminer l'écrasement des matériaux.

Si la courbe sort du massif, l'équilibre est impossible, il y aura renversement du massif; il faut donc en changer la forme, et la courbe des pressions elle-même indique bien nettement les parties faibles et montre d'une manière suffisante en quels points il convient d'ajouter ou de retrancher de la matière. Il est à remarquer que, lorsque la courbe des pressions sort du massif, elle ne représente plus rien, au point de vue des résultantes des pressions, puisque celles-ci ne peuvent sortir des joints; elle n'a plus de valeur que comme construction géométrique indiquant dans quel sens la déformation du massif va se produire.

Stabilité des voûtes. — La première condition de la stabilité des voûtes, c'est d'être en équilibre. statique; c'est donc le premier point à rechercher et c'est celui-là qu'ont traité MM. Lamé et Clapeyron. La première chose à faire lorsqu'on veut construire une voûte de dimensions données, c'est de voir si elle est en équilibre; puis, on se rendra compte de l'intensité des pressions sur les joints et on reconnaîtra si l'écrasement n'est pas à craindre eu égard à la résistance propre des matériaux mis en œuvre.

Une voûte se construit sur un cintre dont la réaction en chaque point annule l'effet de la pesanteur; ainsi, il n'y a pas de poussée à la clef dans une voûte sur cintre. Lors du décintrement, il faut qu'il se développe des réactions moléculaires en remplacement des réactions du cintre, et c'est alors qu'apparaît la poussée à la clef, qui va sans cesse en augmentant à mesure que le cintre descend, depuis zéro jusqu'à la valeur nécessaire pour que le massif soit en équilibre. A cause de la force vive acquise par la voûte dans sa chute, elle descend au-dessous de la position d'équilibre, mais elle ne tarde pas à s'y fixer après quelques oscillations. De même, la poussée à la clef peut dépasser plus ou moins l'intensité nécessaire à l'équilibre, mais, après quelques oscillations au delà et en deçà de cette intensité, elle ne tarde pas à s'y fixer.

En ayant recours à un décintrement très-lent, on arrivera presque à anéantir les oscillations et on sera certain que la poussée à la clef ne dépassera pas la valeur nécessaire à l'équilibre statique.

Pour faire saisir ce qui se passe lors du décintrement, M. Dupuit donne un exemple simple que nous lui empruntons :

Soit une voûte (figure 1, planche VI) comprise entre deux lignes droites parallèles AC, BD; lorsque cette voûte est sur cintre, les deux parties accolées suivant la clef AB n'exercent aucune poussée l'une sur l'autre; la composante du poids de la voûte, normale à BD, est supportée par le cintre, et la composante parallèle est transmise à la base CD.

Dès que le cintre descend, la demi-voûte en fait autant, tout son poids est transmis au sol en CD, et la demi-voûte de droite exerce sur celle de gauche une certaine poussée Q, qui est horizontale à cause de la symétrie, et qui est appliquée en un point m du joint de clef AB.

Le centre de gravité de la voûte est en g; prolongeons-en la verticale jusqu'à la rencontre de l'horizontale Q; prenons à une échelle donnée la longueur $g'q$ égale

à Q et la longueur $g'p$ égale au poids P de la demi-voûte, et construisons leur résultante $g'p'$ par le parallélogramme des forces. Cette résultante a son point d'application en R sur la naissance CD de la demi-voûte, et le point R appartient à la courbe des pressions. De même, si l'on veut le point de la courbe correspondant au joint ts, on composera le poids du massif ts AB avec la force Q, et la résultante donnera le point t'. On construira donc facilement la courbe des pressions mt'R.

Pour que la voûte soit en équilibre statique sur le plan CD, c'est-à-dire pour qu'elle ne tende pas à être renversée, il faut que le point R soit compris entre D et C; or l'équilibre entre les trois forces P, Q et $g'p'$ s'exprime en disant que la somme de leurs moments par rapport au point R est nulle, ce qui se traduit par l'équation :

$$Q.mO = P.RG, \qquad \text{d'où} \qquad Q = \frac{P.RG}{mO}$$

mais mO peut varier de AO à BO, et RG peut varier de DG à CG; donc la valeur de Q est comprise entre

$$\frac{P.DG}{AO} \quad \text{et} \quad \frac{P.CG}{BO},$$

et par suite on ne peut déterminer exactement cette valeur de Q quand l'étendue des joints à la clef et aux naissances ne se réduit pas à un point.

D'ordinaire, on se donne le point m, et par suite la direction horizontale mq, sur laquelle on projette le centre de gravité de la demi-voûte; on prend à l'échelle le poids P ou $g'p$; on se donne aussi le point R, et on joint Rg' ; l'horizontale pp' donne la valeur constante de Q et permet de construire la courbe des pressions en son entier.

C'est le système de Méry, que nous avons longuement développé.

Supposons donc que nous connaissons les points d'application m et R, ou mieux que les contacts à la clef et aux naissances se réduisent à un point, nous construirons la courbe des pressions mt'R, qui sort de la voûte sur la majeure partie de son parcours; donc l'équilibre de cette voûte n'est pas possible, du moins avec le système adopté de joints verticaux.

Il est facile de voir que si l'on prend d'autres joints, la courbe des pressions s'écartera davantage de l'extrados, car avec le joint ts', par exemple, on enlève à la résistance le massif triangulaire tss'.

Ainsi l'équilibre n'est pas possible parce que la courbe n'est pas tout entière à l'intérieur de la voûte; mais, cette condition fût-elle réalisée, il pourrait encore y avoir effondrement si la courbe des pressions rencontrait trop obliquement les plans de joint, il faut que l'obliquité φ soit supérieure à l'angle de frottement, lequel est d'environ 35° dans la bonne maçonnerie ordinaire.

La voûte de la figure 1 périra donc, quel que soit le système de joints adopté; elle ne pourrait résister que si elle était monolithe homogène, parce qu'alors elle résisterait comme une pièce métallique ; il se produirait à la fois des compressions et des extensions comparables, tandis qu'on ne tient jamais compte de la résistance des maçonneries à l'extension.

Si l'on veut arriver à l'équilibre avec cette forme de voûte, il faut donc en augmenter l'épaisseur et la limiter par exemple à l'extrados A″C″ ; cela aura pour effet de modifier la courbe des pressions que l'on construira de nouveau en admettant des joints verticaux; puis on modifiera la direction de ces joints de ma-

nière à ce qu'ils soient toujours normaux à la courbe des pressions, afin d'éviter les glissements. Il est vrai qu'en modifiant ainsi la direction des joints, on change encore la courbe des pressions et qu'il faudrait procéder à une nouvelle approximation par la règle dite des fausses positions ; mais, dans la pratique, l'épaisseur des voûtes est faible relativement à leur ouverture, et, si on fait varier la direction des joints dans une certaine mesure, on change la courbe des pressions d'une manière peu sensible ; donc, les corrections successives sont sans utilité.

La forme rectiligne adoptée pour l'intrados et l'extrados de la voûte qui nous occupe est très-défavorable à la résistance ; en la modifiant, comme nous l'allons voir, il est facile de construire avec la même largeur pour les joints une voûte stable.

Remarquons, en effet, que les résultantes des pressions, et par suite la courbe elle-même, ne changent pas si on remonte parallèlement à eux-mêmes d'une quantité quelconque les éléments de la voûte compris entre deux joints verticaux *st* ; en effet, ce transport des éléments ne modifie pas la verticale du centre de gravité ni le poids total.

Ceci posé, relevons le joint *st* en $(a'b')$ de manière que son milieu *m* soit précisément sur la courbe des pressions, et faisons-en autant pour tous les joints, nous constituerons une voûte A'B'C'D' pour laquelle la courbe des pressions passera toujours au milieu des joints ; dans chaque joint, la résultante des pressions sera à égale distance de l'intrados et de l'extrados et on pourra admettre qu'elle résulte d'une pression uniformément répartie ; on pourra donc adopter pour l'épaisseur juste celle qui convient à la résistance propre des matériaux.

Nous arrivons ainsi, par une simple considération géométrique, à la solution du problème que M. Yvon Villarceau a traité par l'analyse.

L'inconvénient de cette métamorphose des courbes d'intrados et d'extrados est de conduire à des formes inadmissibles dans la pratique, c'est pourquoi on n'y a pas recours ; cependant, il serait possible de substituer aux courbes telles que B'*b'*D' une série d'arcs de cercle se raccordant tangentiellement et dont l'ensemble s'éloignerait très-peu de la courbe réelle. Peut-être en architecture pourrait-on tirer parti de cette manière de faire.

Lorsqu'on veut modifier la position de la courbe des pressions d'une voûte parce qu'on trouve que cette courbe s'approche trop de l'intrados ou de l'extrados, ce qui fait craindre des épaufrures, on peut arriver à son but au moyen de surcharges ou d'évidements convenablement disposés. Nous avons déjà dit que la courbe des pressions renversée n'est autre qu'une chaînette, qui serait donnée par une chaîne flexible à laquelle les voussoirs verticaux seraient suspendus. Or, si on ajoute ou si on retranche un poids en un point d'une pareille chaîne, on force ce point à s'abaisser ou à se relever ; de même, pour la courbe des pressions, une surcharge la rapprochera de l'extrados, un évidement la rapprochera de l'intrados.

Cette règle simple est précieuse dans la pratique ; elle indique au constructeur en quels points il doit reporter la surcharge des tympans, en quels points il doit les évider.

Les constructions et les calculs précédents sont très-nets et très-précis, mais il ne faut pas oublier que le point de départ en est arbitraire, et qu'il faut avant tout se donner deux des points de la courbe des pressions, car, dans la pratique, les contacts à la clef et aux naissances ont toujours une étendue finie, et l'on ne sait qu'une chose, c'est que le point d'application de la résultante est compris dans cette étendue.

Il y a donc indétermination, et, cependant, il est bien évident que dans chaque cas il n'y a qu'une courbe de pression qui se réalise.

Nous avons vu comment Méry avait fait cesser l'indétermination, en supposant que la courbe des pressions passe à la clef au tiers du joint, à partir de l'extrados, et au joint de rupture au tiers, à partir de l'intrados. C'est une pure hypothèse que rien ne vérifie.

Pour déterminer la courbe des pressions, il faut voir ce qui se passe au décintrement : nous montrerons, dit M. Dupuit, que, dans ce qui se passe au décintrement, il y a quelque chose de certain, de fixe, qui ne dépend que du profil de la voûte, puis quelque chose d'incertain qui dépend de la nature des matériaux et du mode de construction.

Etudions la voûte de la figure 2, planche VI; cette voûte a pour intrados BD, pour extrados AU, et pour pied-droit DTSU.

Prenons-la au moment où elle repose sur le cintre, il n'y a pas de poussée à la clef, et la courbe des pressions est representée par la ligne brisée IFPZ ; cette courbe est le lieu des points de rencontre des verticales des centres de gravité des massifs successifs avec les plans de joint qui les limitent : la construction en est nettement indiquée par le point P.

Dès qu'on aura à la clef une poussée si petite qu'elle soit, le parallélogramme des forces interviendra pour fournir les résultantes; celles-ci s'écarteront de plus en plus de la verticale, et tous les points tels que P remonteront. Ainsi, toutes les courbes de pression susceptibles de se produire à mesure que la poussée à la clef augmente, sont entièrement situées au-dessus de la courbe IFPZ, limite inférieure bien facile à construire.

Cette courbe limite va nous fournir un précieux renseignement, à savoir la position du point de l'intrados autour duquel la rotation de la partie supérieure de la voûte va se produire pendant le décintrement.

Prenons comme axes de coordonnées la verticale AO et l'horizontale menée par le point A ; appelons q la poussée à la clef qui, appliquée en A, établirait l'équilibre du massif par rapport à un point quelconque x, y de l'intrados ; soit p le poids du massif superposé au joint qui passe par le point d'intrados, et x' l'abscisse de son centre de gravité, c'est-à-dire la distance qui sépare l'axe de la voûte AO de la verticale du centre de gravité; le théorème des moments donne pour l'équilibre :

$$qy = p(x - x'), \quad \text{d'où} \quad (1)\ q = \frac{p(x - x')}{y};$$

Si l'on détermine la valeur de q pour chaque plan de joint, celui pour lequel la valeur de q sera maxima, déterminera le point de l'intrados autour duquel la rotation se produira; en effet, c'est autour de ce point que la rotation est le plus facile, puisque, pour empêcher cette rotation, il faut développer le plus grand effort de poussée.

La détermination du point de rotation revient donc à celle du maximum de l'expression : $\frac{p(x - x')}{y}$. Appelons d la densité de la maçonnerie, et l la dimension horizontale moyenne de la voûte, c'est-à-dire la moyenne des longueurs horizontales interceptées entre l'extrados et l'intrados, depuis le sommet jusqu'au joint dont l'ordonnée à l'intrados est y ; le poids p du massif superposé au joint sera dly, et l'expression de (q) deviendra $dl(x - x')$.

Dans les voûtes ordinaires, on peut admettre que la dimension l est peu varia-

ble, ce qui s'écarte peu de la vérité, si on considère une série de joints situés à une certaine distance de la clef. Le maximum de la poussée q correspondra donc au maximum de $(x-x')$, c'est-à-dire au point de l'intrados qui est le plus éloigné de la verticale passant par le centre de gravité du massif superposé à ce point.

Ce point sera très-facile à déterminer lorsqu'on aura tracé, comme on l'a fait sur la figure 2, la courbe IFPZ, lieu des points de rencontre des verticales des centres de gravité avec les joints correspondants; le point de rotation sera à très-peu près le point de l'intrados le plus éloigné de la courbe précédente, c'est-à-dire, dans le cas qui nous occupe, le point D.

Ainsi, lors du décintrement, toute la partie supérieure de notre voûte va tourner autour du point D; au bout d'un moment, par cette rotation, la droite AB serait venue virtuellement en A'B', chacun de ses points étant sollicité par une accélération, ou, ce qui est la même chose, par une force proportionnelle à son déplacement AA' ou BB'; en réalité, ce déplacement virtuel ne se produit pas, parce que la seconde demi-voûte s'y oppose, mais les forces n'en existent pas moins, et, comme elles sont proportionnelles aux déplacements virtuels tels que AA', leur résultante passe par le centre de gravité (d) du trapèze ABA'B'; cette résultante est horizontale.

Cherchons la courbe des pressions dans la position statique, c'est-à-dire lorsque la poussée à la clef a atteint la valeur Q suffisante pour empêcher la voûte de tourner autour du point D, les points d et D appartiennent à cette courbe des pressions dDR, qui est facile à construire, comme nous l'avons vu bien des fois.

La courbe dDR est la limite supérieure des courbes de pression compatibles avec la forme de la voûte. Lorsque le décintrement va commencer, la poussée à la clef est nulle, et la courbe des pressions est en IFPZ; si l'on procède à un décintrement lent, le sommet de la voûte s'abaisse insensiblement, la poussée à la clef q augmente jusqu'à ce qu'elle ait atteint la valeur Q nécessaire à l'équilibre; à ce moment, puisqu'il y a équilibre, et que la voûte n'a pas de vitesse acquise, elle ne descend pas davantage et se sépare du cintre, la courbe des pressions est venue en dDR.

Dans l'intervalle, comme les valeurs de q sont inférieures à Q, les résultantes sur les joints successifs sont moins éloignées de la verticale qu'elles ne le sont lorsque la limite O est atteinte; donc, les courbes des pressions pendant le mouvement sont toutes comprises entre dDR et IFPZ; l'une de ces courbes est par exemple dsr, elle montre mieux que la courbe limite inférieure la position du point de rotation D.

Par suite, si l'on veut construire ce point de rotation, on peut se dispenser de la courbe limite inférieure, et construire une courbe correspondant à une valeur arbitraire q de la poussée à la clef; on obtiendra ainsi la courbe dsr, pourvu qu'on n'ait pas choisi une valeur de q supérieure à la poussée d'équilibre Q, auquel cas on serait averti de son erreur par ce fait que la courbe des pressions serait tout entière au-dessus de l'intrados.

Ainsi, dans un décintrement lent, la courbe dynamique des pressions s'élève d'une manière continue au-dessus de la courbe statique des pressions correspondant à la voûte sur cintre, et son mouvement s'arrête lorsqu'elle a atteint la courbe statique des pressions correspondant à la voûte libre.

Avec un décintrement brusque, les résultats ne seraient plus les mêmes; si la poussée à la clef dépasse la valeur d'équilibre Q, la courbe statique des pressions se trouve évidemment tout entière en dLR' au-dessus de la courbe d'équi-

libre; quant à la courbe dynamique des pressions, elle passe toujours et forcément par le point de rotation D, mais entre *d* et D, elle s'élève au-dessus de la courbe d'équilibre et se rapproche de l'extrados; elle augmente donc les pressions à l'extrados, et peut même développer un second point de rotation si elle arrive à toucher cet extrados. Dans le décintrement brusque, le joint CD tend à s'ouvrir davantage à l'extrados, parce que l'amplitude de la rotation est plus considérable. La rotation virtuelle, c'est-à-dire la chute de la voûte, s'arrêtera, lorsque le travail moléculaire dû à la compression des matériaux aura compensé le travail dû à la pesanteur; la réaction des matériaux comprimés déterminera un mouvement en sens inverse; la poussée à la clef reviendra en deçà de la valeur d'équilibre Q, pour passer au delà une seconde fois, et enfin, après un nombre d'oscillations d'autant plus considérable que le décintrement se sera plus approché de l'instantanéité, la courbe des pressions se fixera dans la position de l'équilibre statique.

Mais on voit par ce qui précède combien le décintrement brusque est dangereux; il a pour effet d'augmenter les pressions à l'extrados, il peut donc déterminer un écrasement, et même créer un point de rotation à l'extrados.

Il n'est pas inutile de faire remarquer la différence capitale entre la théorie de Dupuit et celle de Méry; ce dernier place la courbe des pressions tout entière au delà de l'intrados, avec lequel elle n'a aucun contact.

« Examinons, dit Dupuit, les conséquences d'une courbe *d*LR′, éloignée de l'intrados en tous ses points; si nous la comparons à la courbe dont nous avons démontré l'existence, et qui passe par le point D, nous reconnaîtrons qu'elle suppose une plus grande poussée à la clef. Or, quel que soit le mode de déformation de la voûte, on est bien obligé d'admettre qu'avant le décintrement il n'y a pas de poussée, et que, pendant cette opération, cette force passe par toutes les valeurs inférieures à celle qu'elle finit par atteindre, d'où il suit qu'avant d'arriver à l'intensité qui résulte de la courbe intérieure de pression, elle a passé par celle qui suffit à l'équilibre. Or, si le décintrement s'est opéré lentement, il est évident que tout mouvement a dû cesser en ce moment, et que la courbe n'a pu s'avancer dans l'intérieur; que si le décintrement s'est opéré brusquement, la poussée a pu dépasser cette limite sous l'influence de la vitesse acquise par la voûte, mais réagissant bientôt contre la voûte, elle a dû diminuer d'intensité, et, après quelques oscillations, s'arrêter à la force qui suffit pour l'équilibre.

« La poussée, en effet, n'est pas une force quelconque, mais une réaction qui ne peut dépasser l'action. Sans doute, si l'on imagine qu'à la clef et au point *d* on applique une force quelconque, l'équilibre de la voûte sera compatible avec des intensités de cette force, comprises entre deux limites faciles à déterminer; mais cette intensité dans une voûte n'est pas quelconque, elle n'est que l'effet de la réaction des deux demi-voûtes qui tendent à tomber l'une contre l'autre. Demander quelle force il faut appliquer au point *d* pour soutenir la demi-voûte, c'est un problème indéterminé; mais demander quelle compression se produit au point *d*, centre de contact des deux demi-voûtes qui s'appuient l'une sur l'autre, c'est un problème tout différent et qui n'est susceptible que d'une solution. »

Dans la théorie de Dupuit, la courbe des pressions est-elle complétement déterminée? Non, pas encore, mais l'indétermination se trouve considérablement réduite, puisqu'on sait que la courbe passe en un point de l'intrados facile à déterminer, comme nous le verrons tout à l'heure. Ce qui reste indéterminé, c'est le point d'application de la poussée à la clef, et encore peut-on reconnaître qu'il ne peut varier que dans un faible espace. Du reste, il est impossible de lui assi-

gner sa place d'une manière absolue, car cette place dépend beaucoup de la manière dont la voûte est construite.

En effet, supposez que la culée ne soit pas immobile, ou que les matériaux soient très-compressibles au point de rotation D; il en résultera pour ce point un mouvement de recul horizontal, et par suite diminution de la pression en B à l'intrados de la clef, et augmentation de la pression à l'extrados en A. Ainsi le recul du point D a pour effet de reporter vers l'extrados la résultante des pressions à la clef; s'il arrive que la pression en B devienne nulle, la poussée à la clef passe au tiers du joint, à partir de l'extrados; si l'ouverture en B augmente, il peut même arriver que toute la poussée soit reportée sur l'arête A, qui sera susceptible de s'épaufrer.

Le recul du point D existe toujours, soit par compression, soit par déplacement réel de la culée, la compression tient à la nature même des matériaux; quant au déplacement de la culée, il tient à l'insuffisance des dimensions et on peut toujours s'y opposer.

M. Dupuit cherche ensuite à calculer la position du centre *d* de poussée à la clef, et il montre que cette position dépend de l'amplitude de la rotation. La rotation existe toujours, petite ou grande, et le centre de poussée à la clef est toujours au-dessus de la moitié du joint; d'un autre côté, il ne s'en va jamais jusqu'à l'arête d'extrados, car les mortiers et même les pierres sont compressibles et les pressions se répartissent toujours sur une zone d'une certaine étendue, de sorte qu'en plaçant le centre de poussée vers le tiers de la clef à partir de l'extrados, on ne risque pas de commettre une grande erreur.

Au point de rupture D, il n'en est pas absolument de même; là, la pression s'accumulerait certainement à l'extrados D si les matériaux étaient incompressibles; mais, vu la compressibilité inévitable des matériaux, la pression se répartit sur une zone plus ou moins considérable. Quoi qu'il en soit, on ne s'écartera pas beaucoup de la vérité en plaçant le centre des pressions sur le joint de rupture en D.

« Par une construction très-soignée, on peut empêcher la courbe des pressions de trop s'élever vers l'extrados à la clef, mais on ne peut pas l'empêcher de s'approcher de l'intrados au joint de rupture. »

C'est donc en ce joint qu'il faut placer les matériaux les plus résistants. On peut s'étonner de ce que les voussoirs ne s'écrasent pas sous une forte pression locale, mais on s'expliquera les choses si on réfléchit que les expériences sur l'écrasement ne s'appliquent qu'à de petits prismes et non à de grandes masses, et que la résistance ne varie pas proportionnellement aux dimensions. Nous avons eu déjà l'occasion de faire cette remarque.

La largeur du joint de rupture n'influe pas par elle-même sur la résistance, puisque le joint s'ouvre sur une grande partie de sa largeur, laquelle partie n'est soumise à aucun effort; seulement la largeur des voussoirs au joint de rupture a son influence en ce sens qu'elle permet à la pression localisée d'agir sur une pierre de plus grandes dimensions et par suite plus résistante.

Nous venons de rechercher la stabilité d'une voûte incomplète; on voit que le joint de rupture y est bien nettement accusé, il se trouve aux naissances. Dans une voûte complète, plein cintre ou anse de panier, le joint de rupture n'en existe pas moins, mais il ne se présente pas aussi facilement aux yeux; sur ce joint, la courbe des pressions non-seulement vient toucher l'intrados, mais elle lui est tangente; en effet, dans une voûte complète ordinaire, la courbe des pressions est continue et ne présente aucun rebroussement; par suite, à sa rencon-

tre avec l'intrados, elle lui est tangente ou elle le coupe ; si elle le coupait, l'équilibre ne saurait exister, puisque la courbe des pressions sortirait du massif ; donc elle lui est tangente.

Nous apprendrons tout à l'heure à déterminer le joint de rupture d'une voûte quelconque. Pour le moment, voici à quoi nous avons ramené la recherche de la stabilité d'une voûte en plein cintre ou surbaissée (nous nous occuperons plus tard des voûtes surhaussées) :

Ayant trouvé le joint de rupture, 1° si la voûte est complète, nous mènerons une tangente à l'intrados en ce point jusqu'à la rencontre avec la verticale du centre de gravité du massif superposé ; l'horizontale passant par le point de rencontre sera la direction de la poussée à la clef, le poids du massif décomposé par le parallélogramme des forces donne la poussée à la clef, qui permet de construire la courbe des pressions tout entière ; la voûte sera stable si cette courbe n'en sort en aucun point, et si elle ne s'approche pas trop de l'extrados en certains points ; 2° si la voûte est incomplète, et que les naissances de l'intrados soient au-dessus du joint de rupture de la voûte complétée par la pensée, le joint de rupture est aux naissances mêmes, mais la courbe des pressions n'est plus tangente à l'intrados, et, pour la déterminer, il faudra se donner la direction de la poussée à la clef qu'on pourra placer au tiers de la clef à partir de l'extrados ; la courbe des pressions ne devra sortir de la voûte en aucun point, ni trop s'approcher de l'extrados.

On voit combien cette méthode est simple et même supérieure sur ce point à celle de Méry.

Détermination du joint de rupture. — La détermination du joint de rupture dans une voûte complète se fait, comme nous l'avons indiqué, en analysant le mémoire de Clapeyron :

Le joint de rupture est tel que la tangente à l'intrados en ce joint rencontre la verticale du centre de gravité du massif superposé au même point où cette verticale est rencontrée par la poussée à la clef.

Au moyen d'un essai graphique, on arrivera donc très-rapidement à fixer avec une approximation suffisante la position du joint de rupture. (Voir la page 59 et la figure 4 de la planche IV).

Ce procédé graphique est applicable à toutes espèces de voûtes, quelle que soit leur forme.

Il faudra donc y recourir lorsqu'on rencontrera une forme inusitée dans la pratique. Mais pour les intrados ordinaires, M. Dupuit s'est proposé de fixer à priori par le calcul la position du joint de rupture :

Il prend l'équation de la courbe des pressions et celle de l'intrados, rapportées aux mêmes axes ; de chacune de ces équations il tire les dérivées $\frac{dy}{dx}$, c'est-à-dire la fonction d'y et d'x qui donne les coefficients angulaires des tangentes successives à ces courbes ; il exprime que la courbe des pressions est tangente à l'intrados, et pour cela, il égale les deux valeurs de $\frac{dy}{dx}$; il en résulte une équation en y et x, qui, combinée avec celle de l'intrados, fournit les deux coordonnées du joint de rupture.

Sans entrer dans le détail des calculs, nous n'en donnerons que les résultats :

1° L'ordonnée du joint de rupture, c'est-à-dire sa hauteur au-dessus des naissances dans une voûte complète, est indépendante de l'ouverture de la voûte ; autrement dit, le joint de rupture est à la même hauteur pour toutes les voûtes

de même montée, plein cintre, anse de panier ou ellipse quelconques ;

2° Dans les voûtes complètes, le joint de rupture se trouve sensiblement au milieu de la montée; avec les formes usuelles, sa variation de position est assez faible pour qu'il n'y ait aucun inconvénient pratique à le placer toujours au milieu de la montée ;

3° En surchargeant suffisamment une voûte, on peut toujours placer le joint de rupture où l'on veut ; en effet, menez la tangente à l'intrados au joint de rupture que vous voulez déterminer, prolongez-la jusqu'à sa rencontre avec la poussée à la clef, et surchargez la voûte de telle sorte que le centre de gravité de toute la masse passe précisément à ce point de rencontre, vous aurez obtenu le résultat voulu. Mais, dans la pratique, on n'opère pas ainsi ; il faut considérer les voûtes comme on les fait d'ordinaire, et alors le joint de rupture se place au milieu de la montée ;

4° Dans les voûtes en arc de cercle, le joint de rupture est aux naissances, tant que la montée n'est pas égale à la moitié du rayon, c'est-à-dire tant que l'angle au centre de l'arc d'intrados est inférieur à 120°. Lorsque la montée dépasse la moitié du rayon, ce qui ne se présente guère, il faut compléter la voûte et placer le joint de rupture au milieu de la montée de la voûte complète.

Résumé. — Ainsi, l'on voit que, dans la méthode de Dupuit, le problème de la stabilité des voûtes se résout par un procédé graphique d'une extrême simplicité.

1° Si la voûte est complète, on mène la tangente à l'intrados au milieu de la montée, on cherche son intersection avec la verticale du centre de gravité du massif superposé, par cette intersection on mène une horizontale qui donne la direction de la poussée à la clef ; décomposant le poids par le parallélogramme des forces on a la valeur de la poussée et on peut construire autant de points que l'on veut de la courbe des pressions. Le plus souvent on la tracera à la main avec une approximation suffisante, rien qu'en se servant de ses deux tangentes : la poussée à la clef et la tangente à l'intrados au joint de rupture ;

2° Si la voûte est incomplète, on place le joint de rupture aux naissances, et la courbe des pressions y passe encore à l'intrados, mais elle n'est plus tangente. On place la poussée à la clef au tiers du joint à partir de l'extrados ; on a donc deux points de la courbe des pressions ce qui suffit à la déterminer.

Telle est la méthode nouvelle proposée par Dupuit ; nous avons regretté de ne pouvoir lui donner plus de développements ; elle a l'immense avantage de mettre en lumière ce qui se passe dans la pratique de la construction, et notamment lors du décintrement ; elle donne de précieux renseignements sur la manière dont il faut procéder au décintrement et dont il faut disposer les maçonneries à la clef et au joint de rupture.

Sans doute, elle n'est pas absolument inattaquable et renferme encore des hypothèses, mais dans l'ignorance où nous sommes des phénomènes moléculaires, il est impossible de créer une théorie des massifs de maçonnerie sans recourir à quelques hypothèses ; celles de Dupuit sont parfaitement plausibles ; ses déductions sont basées sur des raisonnements simples et sur une observation attentive des phénomènes.

Dans sa théorie des voûtes, il a su, comme dans ses autres travaux, allier à l'expérience le raisonnement et le calcul, et nous pensons que sa théorie est réellement la plus conforme aux faits pratiques, la plus simple et la seule qu'il convienne d'appliquer aux voûtes usuelles.

Il faut la substituer à celle de Méry, qui jouit encore de la faveur générale.

Épaisseur à la clef. — La méthode que nous venons d'exposer permet bien de vérifier la stabilité d'une voûte donnée, mais le lecteur a sans doute remarqué qu'il n'était point parlé de l'épaisseur à donner à la clef d'une voûte dont l'intrados est connu ; ce problème de la recherche de l'épaisseur à la clef n'est pas susceptible d'une solution précise, on le résout en général par les données de l'expérience, et c'est ce qu'il y a de mieux à faire : nous le reprendrons plus loin.

Arche d'essai très-surbaissée des carrières de Souppes. — En étudiant le projet du pont sur la Seine à Paris, destiné à réunir la rue du Louvre avec le quai Conti et la rue de Rennes prolongée, on reconnut qu'on était amené par les nécessités de la navigation et de la circulation à adopter des arches ayant au moins 38 mètres d'ouverture avec $2^m,00$ de flèche au plus. De pareilles arches n'ont pas été exécutées même en fer, et, comme on voulait le pont en maçonnerie, on pouvait avoir des doutes sérieux sur la stabilité.

C'est alors que le préfet de la Seine autorisa les ingénieurs du service municipal, MM. Féline Romany et Vaudrey à exécuter dans les carrières de Souppes une arche d'essai très-surbaissée. Les expériences, entreprises d'abord par M. Vaudrey, ont été poursuivies par M. l'ingénieur de Lagrené, qui en a rapporté les résultats dans une note publiée aux Annales des ponts et chaussées de 1868.

Voici les dimensions de cette arche d'essai, représentée par la figure 3 de la planche VI : l'intrados est un arc de cercle de $37^m,886$ de corde, $2^m,125$ de flèche; largeur perpendiculaire aux têtes, $3^m,50$. La voûte est tout entière en pierres de taille, à joints parfaitement dressés, posées et maçonnées avec le plus grand soin en mortier de ciment ; elle a une épaisseur constante de $1^m,10$ sur les têtes; mais le corps de la voûte n'a que $0^m,80$ à la clef et $1^m,10$ aux naissances. La culée, de même largeur que la voûte, a $15^m,10$ d'épaisseur à la base, réduite à $14^m,86$ au sommet ; son cube est de 428 mètres ; elle est en maçonnerie de moellons hourdée avec mortier composé de 480 kilogrammes de Portland pour 1 mètre cube de sable. On a évité dans les culées d'avoir des joints horizontaux continus ; au contraire, on a placé de place en place de grosses pierres droites, afin de s'opposer au glissement.

Il s'agit de la culée de gauche; celle de droite est constituée par le rocher même.

Le mortier employé à la pose des voussoirs était composé de 600 kilogrammes de ciment de Portland pour $0^m,80$ de sable tamisé. L'épaisseur des joints a été réglée à $0^m,012$; ceux des voussoirs de naissance ont été fichés les derniers et laissés vides au moyen de règles en sapin sur une hauteur de $0^m,05$ à partir de la courbe d'intrados, afin d'éviter toute pression sur l'arête.

Afin d'arriver à un durcissement complet des mortiers, l'arche a été laissée quatre mois sur cintre.

Puis on a décintré avec des boîtes à sable, en produisant un affaissement des plus lents. On avait fixé devant chaque tête douze règles verticales indépendantes de la voûte et du cintre ; la voûte et le cintre portaient à chaque tête chacun une règle horizontale ; on pouvait donc apprécier très-exactement les mouvements en repérant les règles horizontales par rapport aux règles verticales.

Le sable des boîtes s'écoulant avec une grande lenteur, on aperçut le jour au bout d'une heure entre la douelle et le platelage, et au bout de deux heures le détachement de la voûte et du cintre était complet.

1° L'abaissement à la clef a été de $0^m,016$ sur une tête et $0^m,014$ sur l'autre.

2° A la culée, le joint de naissance à l'extrados ne s'est pas ouvert de $\frac{1}{4}$ de millimètre; de l'autre côté, au rocher, l'ouverture a été insensible ;

3° Aucun mouvement de recul ne s'est produit dans la culée, sur laquelle on avait eu soin de tracer des lignes verticales.

On voit là toute l'influence qu'une culée de masse infinie a sur le mouvement de rotation de la voûte autour de son point de rupture.

La voûte décintrée, on la chargea avec de la maçonnerie ordinaire, de manière à produire la pression de la superstructure, plus une surcharge d'environ 650 kilogrammes par mètre carré, bien supérieure à celle que la circulation est susceptible de produire ; le poids total était de 4,207 kilogrammes par mètre carré pour les têtes et de 2,192 kilogrammes pour le corps de la voûte.

La charge totale imposée à la voûte produisit un abaissement permanent de 0m,008 sur une tête et 0m,009 sur l'autre.

Dans sa note déjà citée, M. de Lagrené donne les résultats des expériences subséquentes :

Pour apprécier les moindres mouvements, on a eu recours à l'appareil en usage pour la mesure de la flèche des poutres métalliques ; « sur une règle en sapin fixée verticalement en terre, on a placé une aiguille en fer divisée par son axe de rotation dans le rapport de 1 à 10 ; l'extrémité du grand bras parcourt un cadran divisé en milimètres, tandis que l'extrémité du petit bras obéit aux mouvements d'une tige horizontale en fer scellée dans la clef de la voûte. Un mouvement vertical d'un milimètre, par exemple, à la clef est ainsi traduit par un écart d'un centimètre à l'extrémité de l'aiguille. »

1° Le relèvement et l'abaissement de la clef suivent très-régulièrement les variations de la température ; seulement, les indications d'un thermomètre extérieur ne suffisent pas pour connaître la température de la voûte, car le massif de celle-ci ne s'échauffe que très-lentement. La température montant de 11° (14 mars) à 23° (20 juin), le relèvement a été supérieur à l'abaissement produit par une surcharge de 1,000 kilogrammes par mètre superficiel, et la résultante de ces deux mouvements contraires a donné un relèvement de 0m,0082 ;

2° On a voulu rechercher l'effet des chocs ; pour cela on a établi sur la voûte un chemin de fer sur lequel circulait un chariot, tiré à distance par un cabestan ; ce chariot pesait 3,067 kilogrammes dont 2,532 sur l'essieu d'arrière ; on lui a fait gravir des coins, du sommet desquels il retombait brusquement ; la chute qui était d'abord de 0m,10, a été portée à 0m,20 et à 0,30.

Les vibrations de la voûte étaient accusées par un stylet dont la pointe était en contact avec une feuille de papier sans fin, animée d'un mouvement uniforme, et en même temps les vibrations de l'aiguille la peignaient aux yeux.

Le maximum de chute sur les reins ne produisait à la clef que des vibrations insensibles dont l'amplitude maxima ne dépassait pas 0m,0006.

Mais les chocs à la clef produisaient une série d'oscillations, allant en diminuant d'une manière continue et régulière ; leur amplitude maxima a été de 0m,0028, et la voûte a mis de 4 à 7 secondes pour revenir exactement à sa position primitive.

A la suite des chocs, les maçonneries ne présentaient aucune fissure ni aucune ouverture de joints ;

3° On fit ensuite passer sans choc sur toute l'étendue de la voûte le même chariot pesant 5,510 kilogrammes. L'aiguille de l'indicateur indiqua un abaissement de la clef dès que le chariot vint à l'aplomb des reins ; cet abaissement augmenta d'une manière continue à mesure que le chariot s'avança vers la clef ; lorsque le chariot fut à l'aplomb de la clef, l'abaissement était de 0m,0003, puis il diminua

en repassant par toutes les valeurs intermédiaires jusqu'à zéro pendant le temps que le véhicule mit à gagner l'autre culée;

4° On imposa à la partie de voûte destinée à supporter la chaussée une nouvelle surcharge de 1,000 kilogrammes (en tout une surcharge totale de 1,650 kilogrammes) par mètre superficiel.

On ne surchargea d'abord que la première moitié de la voûte et la clef s'abaissa de 0m,0018; puis on chargea la seconde moitié, et l'on obtint un relèvement de 0,0006.

Donc la surcharge uniforme de 1,000 kilogrammes ne détermina qu'un abaissement de 0,0012;

5° On se proposa ensuite de rechercher l'épaisseur minima de la culée, compatible avec la stabilité.

On commença d'abord par remonter le cintre et on le plaça à 0m,02 au-dessous de la voûte afin d'amortir la chute.

Une première tranche verticale de la culée, de 3 mètres d'épaisseur, fut enlevée sans produire d'effet apparent sur l'aiguille indicatrice (0m,0003 d'abaissement).

L'enlèvement d'une seconde tranche, de 2 mètres d'épaisseur, se traduisit par un nouvel abaissement de 0m,0024.

L'enlèvement d'une troisième tranche, de 3 mètres d'épaisseur, détermina un nouvel abaissement de 0m,0029, mais il ne se manifesta aucune fissure ni dans les joints, ni dans le corps de la maçonnerie.

Ainsi, la culée a été réduite de 7 mètres en six semaines, sans affaiblir la voûte, dont la clef s'est seulement abaissée à la clef de 0m,0063, bien que la surcharge de 650 kilogrammes au mètre superficiel existât toujours.

Alors, on déchargea complétement la voûte jusqu'à l'extrados, et elle remonta à la clef de 0m,0111, mais il faut dire qu'un soleil ardent dardait alors ses rayons sur l'extrados mis à nu.

Puis, on fit partir deux mines dans la culée, dont la maçonnerie se fissura de toutes parts, sans que cependant un seul joint de la voûte vînt à s'ouvrir; il y avait eu seulement un abaissement à la clef de 0m,0007.

6° Pour arriver à ruiner la voûte, on attaqua au ciseau la rangée des voussoirs de contre-clef, et on arriva à réduire la section à une surface de 0m,917 sans déterminer l'ouverture d'aucun joint; mais alors quelques coups de masse suffirent pour amener l'écrasement et la voûte s'affaissa sur le cintre.

Il est à remarquer que les joints, de 0m,012 d'épaisseur uniforme, avaient acquis une résistance égale à celle de la pierre.

7° M. de Lagrené calcule la poussée à la clef de la voûte d'essai par la formule de Navier, que nous avons démontrée précédemment, $Q = R.p$, dans laquelle R est le rayon de l'intrados à la clef, augmenté de la demi-épaisseur de la voûte et p le poids total qui surmonte un mètre carré de l'intrados.

En admettant la densité de 2550 pour la pierre de Souppes, on reconnaît que le petit solide de 0m,917 de section portait, avant l'écrasement, 399 kilogrammes par centimètre carré; au moment de l'écrasement, la pression a dû atteindre 468 kilogrammes. M. Michelot indique pour la résistance de la pierre de Souppes à l'écrasement 455 kilogrammes en moyenne par centimètre carré.

En recourant à la formule précédente, M. de Lagrené trouve que, lorsque la voûte était entière et portait son chargement complet, la pression à la clef était de 45 kilogrammes par centimètre carré, c'est-à-dire le dixième de la résistance. On pourrait donc, suivant lui, avec des matériaux de choix, diminuer encore l'épaisseur à la clef.

Mais il a soin de faire remarquer que la pression n'est pas uniforme à la clef, et qu'en certains points elle a dû dépasser 45 kilogrammes et atteindre 70 kilogrammes par centimètre carré.

Nous allons tout à l'heure donner une confirmation de cette idée.

Les expériences que nous venons de résumer offrent le plus haut intérêt; elles montrent qu'en somme les arches en maçonnerie avec mortier de ciment sont presque des monolithes et se conduisent comme des pièces métalliques; elles obéissent comme elles aux lois de la dilatation et à celles de l'élasticité. Elles montrent encore que l'on peut réduire notablement l'épaisseur à la clef des voûtes, si l'on a recours à de bons matériaux et à une construction soignée, que l'on peut réduire aussi l'épaisseur des culées, que l'on a souvent exagérée notamment dans les voûtes en arc de cercle.

Calcul de la résistance des voûtes considérées comme monolithes. — Les expériences précédentes nous enseignent qu'il est permis d'assimiler les voûtes avec mortier de ciment à des arcs métalliques, c'est-à-dire que dans ces voûtes la résistance à la compression n'est pas seule à jouer un rôle, et que la résistance à l'extension intervient aussi.

En effet, les mortiers de ciment, aujourd'hui d'un usage courant, acquièrent une résistance comparable à celle de la pierre; ces mortiers ont une grande adhérence pour les matériaux et transforment en monolithes les massifs à la confection desquels on les emploie. Ils ne constituent pas un simple matelas séparant les pierres comme le faisaient les anciens mortiers, dont la cohésion était minime; au contraire, ils soudent entre eux les matériaux, de même que deux barres de fer rouge se réunissent pour n'en plus faire qu'une.

Dans ces conditions, on reconnaît immédiatement que les anciennes théories qui ne tiennent aucun compte de l'extension ne sont plus admissibles, et qu'il faut appliquer à la résistance de pareilles voûtes monolithes les formules générales de la résistance des matériaux.

Malheureusement, ces formules générales sont d'une grande complication, et ne sont facilement maniables que pour des mathématiciens exercés; il ne faut guère compter qu'elles puissent entrer dans la pratique tant qu'elles ne se seront point perfectionnées et simplifiées.

Et puis, le point de départ lui-même n'est pas bien défini, car la physique moléculaire et l'étude de l'élasticité des matériaux sont encore dans l'enfance.

Cependant, M. l'ingénieur de Perrodil, dans une note récente publiée aux Annales des ponts et chaussées de 1872, présente l'application des équations du problème général de la résistance des matériaux au problème de la stabilité d'une voûte d'épaisseur variable traitée comme un monolithe homogène; il exprime d'abord le vœu que l'élasticité des pierres et des massifs de maçonnerie puisse être soumise à des recherches expérimentales dont les métaux et les bois ont seuls été l'objet jusqu'à ce jour, puis il établit les diverses formules qui résolvent la question; mais ces formules sont trop longues et trop compliquées pour trouver place dans ce traité élémentaire; du reste, l'ignorance où l'on est des coefficients d'élasticité fait que ces formules n'ont pas actuellement une grande importance pratique.

M. de Perrodil en a fait l'application à l'arche d'essai de Souppes; il trouve que l'effort de compression aux naissances à l'intrados doit atteindre 93 kilogrammes et l'effort d'extension à l'extrados 44 kilogrammes par centimètre carré.

Mais un pareil effort d'extension n'est guère admissible, surtout si l'on se

rappelle que le joint des naissances s'est ouvert, très-légèrement il est vrai, à l'extrados.

Nous n'irons pas plus avant dans cette voie encore inexplorée, et nous terminerons cette question des voûtes monolithes par la remarque suivante, qui nous paraît offrir quelque intérêt :

Soit donné l'intrados circulaire (planche 1, figure V), d'une voûte que l'on veut construire en maçonnerie monolithe ; on admet que la voûte n'aura qu'à se porter elle-même sans aucune surcharge, et l'on demande de calculer l'extrados de manière à obtenir pour la voûte la forme d'un solide d'égale résistance, c'est-à-dire dont toutes les sections verticales, par exemple, travaillent également. L'épaisseur à la clef est nulle, et chaque demi-voûte peut-être considérée comme un solide isolé, susceptible de maintenir lui-même sa stabilité par l'effort des réactions moléculaires à la compression et à l'extension. Sous l'influence de la pesanteur, le point (*a*) s'abaisse librement, la fibre d'extrados s'allonge, la fibre d'intrados se raccourcit ; dans une section *mn*, il y a extension à l'intrados et compression à l'extrados, et, quelque part, entre *m* et *n* on trouve un point qui n'est soumis à aucun effort ; le lieu de ce point est ce qu'on appelle la fibre neutre.

Dans les poutres en fer, nous avons placé la fibre-neutre au milieu de la section verticale, parce que la résistance à l'extension est pour ce métal à peu près égale à la résistance à la compression ; mais, dans les maçonneries, il n'en est pas de même, et il nous est impossible d'assigner la place de la fibre neutre. Supposons-la placée au milieu des joints verticaux *mn*, nous aurons, pour déterminer l'extrados, l'équation

$$(1) \qquad R = \frac{Xh}{2I},$$

dans laquelle R est l'effort par unité de surface qu'il est prudent de ne point dépasser pour les maçonneries ; cet effort s'exerce au point le plus éloigné de la fibre neutre ; X est le moment des forces extérieures agissant entre la section (*mn*) et l'extrémité (*a*) de la pièce ; ce moment étant pris par rapport au point neutre de la section ; *h* est la hauteur totale *mn* de la section, et I le moment d'inertie de ladite section rectangulaire prise par rapport à un axe horizontal passant par le point neutre, que nous avons supposé au milieu de la section, laquelle est un rectangle de hauteur *mn* et de largeur 1 mètre.

Désignant par x,y les coordonnées du point *m* de l'intrados, x et Y les coordonnées du point *n* de l'extrados ; remarquant que I est égal à

$$\frac{1}{12}(Y-y)^3,$$

et que le moment X est égal au moment du triangle pesant (*amn*) de densité *d* c'est-à-dire sensiblement à la quantité

$$(Y-y)\frac{x}{2}\cdot\frac{x}{3}\cdot d \quad \text{ou} \quad \frac{dx^2}{6}(Y-y),$$

l'équation (1) devient :

$$R = \frac{dx^2}{Y-y},$$

qu'il faut combiner avec l'équation de l'intrados $x^2 + y^2 = r^2$.

Éliminant y entre ces deux équations, nous obtenons l'équation de l'extrados, qui est une courbe du quatrième degré.

Avec les hypothèses admises, nous aurions donc une voûte dont l'épaisseur, nulle à la clef, irait sans cesse en croissant vers les naissances.

Sans doute, le calcul précédent n'a aucune portée pratique, il tend simplement à démontrer ceci :

Dans les voûtes monolithes, c'est-à-dire construites avec mortier de bon ciment, il ne faut pas adopter un extrados parallèle à l'intrados ; il faut, au contraire, diminuer l'épaisseur à la clef le plus possible (l'expérience seule pourrait nous indiquer la limite inférieure, que nous croyons devoir être assez faible) et adopter une épaisseur croissante depuis la clef jusqu'aux naissances. Avec cette forme, comme avec toutes les formes d'égale résistance, on augmentera l'amplitude des oscillations sous l'influence des charges, mais il sera possible de faire travailler les matériaux partout également.

De l'épaisseur à donner aux voûtes à la clef. — Une voûte étant déterminée de dimensions, on arrive vite, comme nous l'avons vu, à calculer avec une exactitude satisfaisante la valeur de la pression totale qu'elle supporte soit à la clef, soit au joint de rupture.

1° En ce qui touche la pression au joint de rupture, elle est beaucoup plus considérable que la poussée à la clef, puisqu'elle est la diagonale du rectangle construit sur cette poussée et sur le poids du massif superposé au joint de rupture. De plus, on a des renseignements précis sur la position du point d'application de cette pression ; on sait qu'au joint de rupture, la pression est toujours très-voisine de l'intrados ; si elle s'en éloigne un peu, cela tient à la compressibilité plus ou moins grande des mortiers et des pierres. En tout cas, c'est au joint de rupture qu'il convient de placer les matériaux les plus résistants, les moins susceptibles de s'épaufrer sur les arêtes.

M. Dupuit conseille même de recourir à des voussoirs en granite que l'on placerait au joint de rupture dans les voûtes de grandes dimensions.

Ainsi, au joint de rupture, avec les mortiers ordinaires, la pression se porte tout entière vers l'arête d'intrados des voussoirs ; de ce fait on pourrait conclure que la largeur du joint de rupture est indifférente. Une pareille conclusion n'est pas admissible, car une pression localisée n'en exige pas moins un massif dont les dimensions soient en rapport avec son intensité ; soit une colonne en fonte, qui transmet à un dé en pierre une pression de 2,000 kilogrammes, le dé résistera parfaitement bien, par exemple avec une section carrée horizontale de $0^m,20$ de côté, mais, si la section est trop réduite, l'écrasement se produira. De même, il n'est pas indifférent d'avoir au joint de rupture une dimension plus ou moins forte ; malheureusement, eu égard aux expériences restreintes dont on dispose, il est impossible de rien préciser sur ce point et il faut s'en rapporter à la pratique des constructions. Quant à la précaution de placer au joint de rupture des matériaux très-résistants, elle est rationnelle et mérite d'être recommandée.

Il est logique aussi de ne pas adopter un extrados parallèle à l'intrados, car la pression va sans cesse en croissant de la clef aux naissances, puisqu'elle résulte de la composition de deux forces rectangulaires, l'une constante, l'autre croissante : la poussée à la clef et le poids des massifs superposés aux joints successifs. Cependant, on a recours dans la plupart des cas à un extrados parallèle : cela tient, d'une part à ce qu'on ne s'est pas toujours rendu compte des forces qui se développent au contact des voussoirs, et d'autre part à ce que l'on donne

toujours des dimensions bien supérieures à celles qu'exigerait l'équilibre, et qu'alors il est loisible d'adopter un extrados parallèle.

2° En ce qui touche la poussée à la clef, si on la connaît bien en intensité, son point d'application n'est guère connu ; on sait seulement qu'il est au-dessus du milieu de la clef. Ce qu'il y a de certain, c'est qu'il ne se porte pas vers l'extrados autant que le point d'application de la pression au joint de rupture se porte vers l'intrados, et qu'il se maintient presque toujours entre la moitié et le tiers du joint.

Méry le plaçait franchement au tiers de la clef à partir de l'extrados, ce qui supposait que la pression élémentaire, nulle à l'intrados, allait croissant en progression arithmétique jusqu'à l'extrados, où elle prenait sa valeur maxima ; cela revenait à dire, comme nous l'avons vu, que le tiers du joint portait les deux tiers de la pression totale, ou que la moitié du joint devait pouvoir résister à la poussée totale Q. Si donc on appelle l l'épaisseur à la clef, et p la pression limite par unité de surface que l'on peut sans danger imposer à la pierre employée, on aura pour déterminer (l) l'équation :

$$l = \frac{2Q}{p};$$

cette équation semble ne servir à rien, puisque, pour déterminer la poussée à la clef, il faut connaître le poids de la voûte, c'est-à-dire sa forme complète et par suite son épaisseur à la clef ; mais, en réalité, l'équation précédente permettra de procéder par la règle des fausses positions : on commencera par se donner une valeur arbitraire de l, de laquelle on déduira une première valeur de Q, et l'équation fournira la valeur correspondante de p. Si celle-ci est trop forte, on augmentera l'épaisseur de clef, on cherchera la nouvelle valeur de Q et on calculera la pression élémentaire p correspondante. Celle-ci sera trop forte ou trop faible ; mais il sera facile de la modifier de nouveau. On ne tardera pas après quelques essais à arriver au résultat voulu.

La méthode Méry serait donc bien simple à appliquer ; malheureusement, elle n'est pas justifiée en pratique, et elle conduit à des épaisseurs à la clef beaucoup trop considérables.

En principe, on peut fort bien supposer que la poussée à la clef est appliquée au milieu du joint, et calculer ensuite l'épaisseur en conséquence, en opérant comme nous l'avons dit tout à l'heure, par la règle des fausses positions de manière à obtenir une pression élémentaire égale à la limite qu'impose le coefficient de sécurité.

Exemple : soit une voûte dont la poussée à la clef est de 60,000 kilogrammes ; les matériaux dont elle est composée ne s'écrasent que sous une pression de 150 kilogrammes par centimètre carré, et, si l'on adopte le coefficient de sécurité $\frac{1}{10}$, on ne devra point faire supporter à la pierre une pression supérieure à 15 kilogrammes par centimètre carré.

L'épaisseur à la clef devra donc être d'au moins 40 centimètres. La méthode de Méry donnerait 80 centimètres.

Pour des voûtes de petite dimension, l'épaisseur calculée dans l'hypothèse de la poussée uniformément répartie sur tout le joint serait peut-être un peu faible en prévision des chocs et surcharges que l'édifice est exposé à subir, et il conviendrait sans doute de l'augmenter et de se rapprocher du système de Méry ; mais, pour des voûtes de grande ouverture, nous pensons qu'il n'y aurait aucun danger à calculer l'épaisseur en supposant la poussée uniformément répartie.

Au point de vue de la résistance, il y a un grand avantage à ne pas donner trop d'épaisseur à la clef, car on augmente la pression sur le joint de rupture et nous savons que c'est là surtout qu'elle est à craindre. On ne pourra arriver à construire des voûtes de très-grande ouverture qu'en réduisant l'épaisseur à la clef et adoptant un extrados non parallèle à l'intrados.

La tendance habituelle est d'augmenter l'épaisseur à la clef en raison inverse de la résistance des matériaux à l'écrasement; c'est un tort, car, on augmente du même coup la pression au joint de rupture où elle est fort dangereuse, surtout avec des matériaux tendres, et, malgré l'apparence paradoxale de la chose, on doit chercher à réduire d'autant plus l'épaisseur à la clef que les pierres dont on dispose sont moins dures.

Remarquez du reste que, si vous augmentez l'épaisseur à la clef, vous augmentez par cela même le poids de la voûte et par suite la poussée elle-même, et, dans des voûtes très-surbaissées, l'augmentation d'épaisseur à la clef amène une augmentation presque proportionnelle de la poussée, de sorte que l'opération n'est ni bonne ni mauvaise au point de vue de la pression à la clef, mais qu'elle est funeste au point de vue de la dépense et de la pression aux naissances. Il convient donc dans ce cas de réduire l'épaisseur à la clef à ce qui est suffisant pour que la voûte ne se déforme pas sensiblement sous l'influence des chocs et des surcharges.

C'est surtout en prévision des circonstances accidentelles que l'épaisseur à la clef doit être déterminée. Considérez, en effet, ce qui se passe dans des voûtes homogènes formées par des feuilles de métal de diverses épaisseurs que vous courbez et que vous maintenez entre deux taquets formant culées; la feuille mince tiendra aussi bien que la feuille la plus épaisse tant qu'elle ne sera soumise qu'à son propre poids; mais les chocs ou surcharges appliqués en un point de la première la déformeront immédiatement d'une manière sensible, tandis qu'ils n'auront qu'une influence minime sur la seconde.

Il se passe quelque chose d'analogue dans les voûtes, et c'est pour cela qu'on ne peut descendre, pour l'épaisseur à la clef, au-dessous d'une certaine limite indiquée par l'expérience.

Dans l'immense majorité des cas, la question de l'épaisseur des voûtes n'offre qu'un médiocre intérêt, et les formules empiriques suffisent à la déterminer; quand on économisera un quart ou un tiers de l'épaisseur à la clef, on ne réalisera pas une diminution notable de dépense, car le remplissage des tympans, le couronnement, les parapets restent toujours à peu près les mêmes et coûtent aussi cher.

Ainsi, pour toutes les ouvertures courantes des voûtes, c'est-à-dire jusqu'à 30 ou 35 mètres, la routine suffit et même une théorie parfaite ne pourrait point donner de grands avantages au point de vue matériel.

Il n'en serait plus de même pour des voûtes de grande ouverture; il est à remarquer que l'art de la construction n'a pas fait de progrès sur ce point et que nous ne construisons pas des voûtes plus hardies que celles qu'on faisait il y a quelques siècles.

Sans doute, il y a une limite d'ouverture qu'on ne pourrait dépasser, puisque, dans une série de voûtes semblables à ouverture croissante, les poids et par suite les poussées augmentent comme le volume, c'est-à-dire comme les cubes des dimensions, tandis que les surfaces de résistance n'augmentent que comme les carrés des mêmes dimensions.

Mais cette limite d'ouverture est bien loin d'être atteinte, et des arches de

100 mètres d'ouverture, par exemple, n'ont rien d'impossible. Cependant, on n'ose point les faire en maçonnerie et on les exécute en métal.

Si l'on avait à construire une voûte de cette dimension, il faudrait l'étudier avec le plus grand soin, réduire l'épaisseur à la clef et y supposer la poussée uniformément répartie, adopter un extrados qui s'écarte de plus en plus de l'intrados à partir de la clef, placer au joint de rupture des matériaux d'une dureté spéciale, évider les tympans aux endroits convenables, alléger la charge fixe, établir des culées immuables et procéder à un décintrement très-lent, de manière à éviter des oscillations au delà et en deçà de la position d'équilibre.

M. Dupuit propose les dispositions suivantes :

Créer à la courbe des pressions deux points de passage obligés au milieu de la clef et au milieu du joint de rupture; pour cela, on laisserait ces deux joints vides de mortier, et on placerait en leur milieu, normalement aux têtes, par exemple un cylindre en fonte, embrassé par deux demi-cylindres creux, également coulés en fonte, et enchâssés dans les deux parties de voûte adjacentes.

Lors du décintrement, la rotation se produirait forcément autour de l'axe des cylindres précédents; par suite, la poussée passerait toujours par leur axe, c'est-à-dire par le milieu des surfaces de joint. Ultérieurement, après le décintrement, on viendrait couler dans les joints un mortier quelconque.

Ce système a été appliqué à quelques ponts métalliques; nous ne pouvons prévoir quels résultats il donnerait dans des ponts en maçonnerie, mais nous ne sommes pas certain qu'il réalise le but qu'on se propose; la courbe des pressions serait complétement déformée par rapport à ce qu'elle est naturellement, et il est probable qu'entre le joint de rupture et la clef elle se rapprocherait beaucoup soit de l'extrados, soit de l'intrados, de manière à créer de nouveaux points de rotation. On n'aurait fait alors que déplacer le mal, ou bien on serait forcé, pour maintenir la courbe des pressions dans de justes limites, de placer sur la voûte un système probablement peu pratique de poids additionnels. Nous ne faisons qu'indiquer cette critique, qui peut-être a moins de gravité que nous ne le pensons.

Il nous semble qu'il suffit, pour la construction des grandes voûtes, de prendre les précautions que nous avons énumérées plus haut.

La possibilité de réduire les anciennes épaisseurs à la clef est précieuse aussi dans certains cas où, pour une cause ou pour une autre, on ne dispose que d'une hauteur limitée entre le sommet de l'intrados et le niveau supérieur de la chaussée. Dans bien des cas, on a cru impossible d'établir un pont en maçonnerie, parce qu'on ne pouvait placer dans la hauteur disponible l'épaisseur de la voûte et celle de la chaussée, et l'on a eu recours à des ponts métalliques. Avec un peu plus de hardiesse, on aurait réduit les épaisseurs à la clef et on aurait substitué au métal la maçonnerie, qui très-souvent coûte moins cher, qui n'exige que peu d'entretien et qui présente de plus grandes probabilités de durée.

Les considérations précédentes suffiront à guider les constructeurs dans la recherche des épaisseurs à donner aux diverses voûtes.

Dans la plupart des cas, il suffira de consulter l'expérience et de choisir parmi les ponts analogues pour voir quelles dimensions il convient d'adopter.

C'est pour cette raison que nous avons donné le tableau ci-joint des dimensions d'un certain nombre de ponts, en choisissant surtout ceux de construction récente.

TABLEAU DES DIMENSIONS D'UN CERTAIN NOMBRE DE PONTS.

DÉSIGNATION DES PONTS.	OUVERTURE.	MONTÉE.	ÉPAISSEUR À LA CLEF.	ÉPAISSEUR AUX NAISSANCES.	OBSERVATIONS.
1° — PONTS EN PLEIN CINTRE, ANSE DE PANIER OU ELLIPSE.					
Viaduc de Nogent-sur-Marne.. . . .	50.00	25.00	1.80	1.80	1840
Pont de Gignac.	48 72	13.50	1.95	»	1790
Pont de Céret.	45.00	22.50	1.62	»	1336
Pont sur la Severn.	47.10	10.99	1.41	1.41	1831
Pont du Gard..	24 00	12.00	1.30	»	Siècle d'Auguste.
Pont Neuf à Paris.	19.55	9.75	1.20	»	1618
Pont des Têtes sur la Durance. . . .	38.00	19.00	1.62	»	1732
Pont d'Orléans.	32.50	8.10	2.11	»	1760
Pont de Vizille.	41 90	11.70	1.95	»	1766
Pont de Lavaur.	48.70	19.81	3.25	»	1775
Pont de Neuilly.	39.00	9.70	1 62	1.62	1774
Pont de Londres.	46.24	8.98	1.52	»	1831
Pont de l'Alma.	43.00	8.20	1.50	»	1855
Pont Napoléon, à Paris.	42.00	21.00	1.50	1.50	1860
Pont sur la Scrivia.	40.00	10.00	1.80	2.80	1862
Pont de Fium'alto..	40.00	10.48	1.76	2.65	1863
Pont de Waterloo..	36.57	9.00	1.37	3.04	1817
Pont de Pavie..	36.00	10.20	1.25	1.25	1861
Pont Louis-Philippe.	32.00	8 25	1.00	1.50	1862
Pont au Change..	31.60	7.72	1.03	1.50	1860
Pont du Point-du-jour..	30.25	9.00	1.60	»	1865
Pont de Châlonnes..	30.00	7.50	1.50	1.80	1865
Pont de l'Arche..	30.00	8.50	1.00	»	1856
Pont de Bercy..	29.00	8.00	1.00	1.20	1864
Pont d'Alby..	27.60	13.80	1.50	2.20	1864
Pont de Bordeaux.	26.00	8.00	1.20	1.40	1821
Pont de Montlouis..	24.75	7.10	1.50	»	1865

DÉSIGNATION DES PONTS.	OUVERTURE.	MONTÉE.	ÉPAISSEUR A LA CLEF.	ÉPAISSEUR AUX NAISSANCES.	OBSERVATIONS.
Pont de Grenoble.	27.00	6.75	1.20	»	1839
Pont Napoléon à Saint-Sauveur. . . .	42 00	21.00	1.45	»	1861
Pont de Libourne.	20.00	6.66	1.10	1.80	»
Pont de Sèvres.	18.00	9.00	1.00	»	»
Pont de Kiew.	18.80	9.40	0.80	»	»
Pont d'Angers.	14 00	7.00	0.70	»	»
Pont des Basses-Granges.	15.00	7.50	1.20	»	»
Viaduc de Barentin.	15.00	7.50	0.75	0.75	»
Pont route ordinaire.	12.20	6.10	0.70	0.70	»
Viaduc de Mirville.	9.20	4.50	0.60	0.60	»
Pont ordinaire.	4.00	2.00	0.50	0.50	»
Viaduc de l'Indre.	9.80	4.90	0.80	»	1848
Pont de Rochereuil.	15.00	6.00	1.00	»	1850
Viaduc de Port-Launay.	22.00	11.00	1.20	»	1867
Viaduc de Chaumont.	10.00	5.00	0.56	»	»
Viaduc de Lége.	15.00	7.50	1.00	»	1868
Viaduc de l'Aiguille.	14.20	7.10	0.90	»	1868
Viaduc d'Elbarat.	10.00	5.00	0 80	»	»
Pont de Franconville.	7.40	3.70	0.60	»	»
Pont de Long-Sault.	5.00	2.50	0.55	»	»
Pont du crochet.	4.00	2.00	0.40	»	»
Pont de Paty.	3.00	1.50	0.35	»	»
2° PONTS EN ARC DE CERCLE.					
Pont de Cabin-John.	67.00	18.00	1.27	»	1860
Pont de Chester.	61.00	12.81	1.22	»	1834
Pont de Berne.	48.04	19.15	1.80	2.40	»
Pont de Claix.	45.50	16.90	0.97	0.97	1611
Pont d'Austerlitz.	32.20	4 67	1.25	»	1854
Pont des Invalides.	31.60	4.10	1.20		1853

TABLEAU DES DIMENSIONS D'UN CERTAIN NOMBRE DE PONTS (suite.)

DÉSIGNATION DES PONTS.	OUVERTURE.	MONTÉE.	ÉPAISSEUR A LA CLEF.	ÉPAISSEUR AUX NAISSANCES.	OBSERVATIONS.
Pont de Rouen.	31.00	4.20	1.45	»	1820
Pont de la Concorde.	28.60	3.00	1.41	»	»
Pont d'Iéna.	28.00	3.30	1.44	»	»
Pont de Grenoble.	25.10	3.30	1.20	1.45	1864
Pont de Nemours.	16.24	0.955	0.975	»	1805
Pont de Tilsitt, à Lyon.	22.84	2.75	1.10	»	1864
Viaduc des lagunes de Venise. . . .	10.00	1.80	0.66	»	1848
Pont sur le Pô.	22.00	3.40	1.15	»	1850
Pont de l'Huisne, au Mans.	18.00	2.41	1.10	»	1857
Pont de Roanne.	28.00	3.50	1.20	»	1858
Pont du Val-Benoist.	20.00	2.67	1.00	»	»
Pont de Montrejeau.	12.00	1.50	0.75	1.40	»
Pont de Chemin de fer.	18.00	3.00	0.80	0.70	»
— —	8.40	1.20	0.70	0.90	»
— —	15.20	3.20	0.90	»	»
— —	9.80	0.90	0.65	»	»
— —	10.40	1.37	0.70	»	»
— —	5.00	0.80	0.52	»	»
— —	12.00	1.50	0.75	»	»

Avec les tableaux précédents, que l'on pourrait étendre presque à volonté, il est facile d'établir des formules empiriques donnant l'épaisseur à la clef en fonction de l'ouverture,

Bien des auteurs ont donné de ces formules empiriques, et il serait facile d'en établir de nouvelles.

Désignant par e l'épaisseur à la clef et par A l'ouverture d'une voûte, les anciens auteurs adoptaient la relation

$$e=\frac{1}{12}A$$

Perronet proposa :

$$e=0^{m},325+0^{m},035\,A.$$

Trouvant que pour les grandes ouvertures la formule de Perronet conduisait à des épaisseurs de clef trop considérables, Gauthey estima qu'à partir de 16 mètres d'ouverture on pouvait lui substituer

$$e=\frac{1}{24}A,$$

et, à partir de 32 mètres

$$e=0^{m},67+0,021\,A.$$

M. Leveillé trouve que la formule de Perronet est applicable dans tous les cas, et il la remplace par la formule plus simple

$$e=\frac{1}{2}\left(1+\frac{1}{10}\,A\right)$$

admissible, dit-il, même pour les voûtes surchargées d'un fort remblai.

M. Dupuit a voulu, lui aussi, donner des formules, et il propose pour les voûtes complètes :

$$e=0,20\sqrt{A},$$

et pour les voûtes incomplètes (arcs de cercle) :

$$e=0,15\sqrt{A}$$

Ce sont les formules que nous recommandons, par cette seule raison qu'elles conduisent à des épaisseurs à la clef moindres que celles qui résultent des autres formules.

Stabilité de quelques voûtes de forme spéciale. — Dans ce qui précède, nous avons étudié avec détail ce qui est relatif à la stabilité des voûtes dont l'usage est général pour les ponts; les mêmes principes sont applicables aux voûtes et combinaisons de voûtes que l'on rencontre plus ou moins souvent en architecture.

Il n'est pas hors de propos d'en dire ici quelques mots.

Voûtes en dôme. — Considérons une voûte en dôme formée d'une demi-sphère, et cherchons à la rendre stable.

La manière dont les matériaux résistent diffère de ce que nous avons vu dans les voûtes en berceau; les efforts transmis ne sont plus contenus dans un seul plan transversal, mais se transmettent obliquement d'un méridien à l'autre. Cependant on a remarqué que les dômes peu stables se partageaient toujours en un certain nombre de fuseaux, par suite de fissures qui apparaissaient dans les méridiens correspondant aux parties faibles du mur cylindrique formant le pied-droit de la voûte. Si donc on considère deux méridiens très-rapprochés, ils déterminent deux demi-fuseaux opposés par le sommet; on peut, sans grande erreur, supposer que les arcs interceptés par ces fuseaux sur le cercle de base du dôme, sont de petites lignes droites, et alors la surface d'intrados comprise entre les deux méridiens est un cylindre.

La stabilité du dôme est donc ramenée à celle d'un berceau cylindrique; mais

la dimension de la voûte dans le sens transversal n'est plus constante : nulle au sommet, elle va en croissant jusqu'aux naissances.

La recherche du joint de rupture et de la courbe des pressions n'en est pas plus difficile :

Le joint de rupture est tel, que la tangente, à l'intrados en ce joint, rencontre la poussée à la clef au même point que la verticale du centre de gravité du massif superposé audit joint.

On arrivera donc, par un tâtonnement plus ou moins long, à déterminer le joint de rupture.

Il résulte des calculs de Lamé et Clapeyron que, dans une voûte sphérique dont l'épaisseur constante est le $\frac{1}{12}$ de l'ouverture diamétrale, et qui tend à se partager en douze demi-fuseaux égaux, il y a pour chaque fuseau un joint de rupture situé à 68° à partir de la clef, ou à 22° à partir de la naissance.

La courbe des pressions résultera de la connaissance du joint de rupture : elle sera un peu plus difficile à tracer, parce qu'il faudra calculer les cubes des volumes superposés à chaque joint, au lieu de se contenter de raisonner sur une section transversale, comme on peut le faire pour les berceaux.

En adoptant, pour les voûtes en dôme, des dimensions un peu inférieures à celles qu'on donnerait à un berceau de même ouverture, on sera toujours assuré de la stabilité.

L'équilibre des voûtes en dôme, dit Navier, diffère principalement de l'équilibre des voûtes en berceau, en ce que, dans ces dernières, le renversement comporte seulement des disjonctions dans les joints perpendiculaires à la longueur de la voûte. Une voûte sphérique ne peut être renversée sans que les joints ne s'ouvrent comme dans les voûtes cylindriques et sans qu'il se forme, en outre, des lézardes dans la direction des plans méridiens. La formation de ces lézardes exige que la cohésion des mortiers soit détruite. La rupture de la voûte exigerait, en outre, une sorte de désunion et de déplacement relatif des pierres voisines, tels que, si ces pierres étaient grandes, appareillées avec soin et posées à joints croisés, elles devraient être en partie cassées pour que cette rupture pût avoir lieu. Il est difficile d'évaluer avec une exactitude suffisante l'effet de la cohésion des mortiers et surtout l'effet de la résistance des pierres, mais il paraît convenable de ne pas avoir égard à ces deux circonstances lors de l'établissement d'une grande voûte, et de l'assimiler, comme nous l'avons fait plus haut, à une voûte en berceau.

Au lieu d'opérer sur un élément de la voûte compris entre deux plans méridiens très-rapprochés, on pourra prendre une dimension finie, par exemple le fuseau correspondant à une portion du cercle de base de 1 mètre de longueur ; on développera cette partie du cercle de base sur le plan vertical tangent à son milieu, et on admettra que la surface sphérique s'est développée aussi suivant le cylindre, ayant pour section droite celle du dôme et limitée à deux plans verticaux passant par les extrémités de l'axe développé. Les calculs de stabilité s'appliqueront, comme nous l'avons dit, à cette voûte d'un nouveau genre.

Il ne faut pas se faire d'illusion sur la valeur de cette méthode, elle est absolument fausse, mais, comme elle conduit à des dimensions trop fortes, elle n'a pas d'inconvénient sérieux dans la pratique. En effet, ce n'est pas seulement la poussée à la clef d'un dôme qui le maintient en équilibre, c'est encore les poussées que se transmettent réciproquement les points verticaux placés suivant les méridiens. Que se passe-t-il, en effet, au décintrement ? Le sommet de la voûte s'abaisse, et avec lui toute la partie du dôme supérieure au joint de rupture ; le

joint de rupture est une surface conique à axe vertical; la calotte supérieure tend à s'effondrer en tournant autour du cercle d'intrados de ce joint, et, au contraire, la partie inférieure de la voûte tend à se renverser en tournant autour du cercle d'extrados des naissances et se déchirant suivant les méridiens qui correspondent aux parties faibles de la tour.

C'est en rendant immobile la partie inférieure au joint de rupture que l'on s'opposera le plus efficacement au mouvement de la calotte centrale et à sa déformation.

Cette calotte centrale s'abaisse, et si l'on considère les anneaux successifs de voussoirs, on voit qu'ils se compriment et se rétrécissent; il se développe donc, outre la pression à la clef, des pressions normales aux joints verticaux méridiens.

Dans les dômes tronqués au sommet, la pression à la clef n'intervient même plus; les voussoirs forment coins, et dans chaque anneau horizontal se transmettent une pression constante; cette pression est d'autant plus forte que l'abaissement du dôme est plus considérable et que l'anneau dont il s'agit est plus éloigné du joint de rupture; c'est donc sur le cercle qui forme la base de la lanterne du dôme, que s'exerce la plus grande pression sur les joints verticaux des voussoirs.

Admettons, ce qui n'est pas éloigné de la vérité, que le joint de rupture est placé à peu près à 25° des naissances dans un dôme (fig. 2, pl. V), et soit *mn* ce joint de rupture. Construisons la résultante de tous les poids et charges compris entre *mn* et le bord (*ab*) de la lanterne; soit *p*, cette résultante qui comprend, outre le poids de la maçonnerie, celui de la lanterne et de la couverture; pour l'équilibrer, il faudrait supposer, appliquée au bord supérieur (*ab*) du dôme, une force horizontale Q telle que $Qd = pl$; la valeur de Q est donc bien facile à construire.

Mais, en réalité, ce n'est point cette force qui se développe, c'est une compression dans les joints verticaux; il faut donc chercher la valeur de la compression qui lui est équivalente, et la formule de Navier va nous servir pour cela.

Nous avons vu que lorsqu'un anneau est pressé normalement par une force F par mètre courant, cela détermine dans une section de cet anneau une pression P donnée par la formule

$$P = F.\rho,$$

dans laquelle ρ représente le rayon de l'anneau.

Cette équation nous donne donc la pression P que les voussoirs qui terminent e dôme se transmettent par leurs joints verticaux.

Mais en réalité, cette pression P ne provient pas seulement de la réaction du dernier cours de voussoirs; tous les voussoirs compris entre la lanterne et le joint de rupture concourent à la produire; il faut donc la regarder comme la résultante des pressions qui s'exercent sur un joint méridien de (*ab*) en (*mn*). Près du joint de rupture, la déformation est très-faible et il en est de même de la compression des voussoirs; donc, on peut supposer que la force P résulte d'une série de pressions croissant en progression arithmétique de (*mn*) jusqu'en (*ab*); nulle au joint de rupture, la pression est maxima au sommet.

De ceci résulte que le tiers de la surface *abmn* doit supporter les deux tiers de P, et par suite la section (*abmn*) doit être assez forte pour résister au double de P.

Cette méthode simple est d'une application aussi facile que l'assimilation des dômes aux voûtes en berceau; elle est au moins aussi plausible, elle convient aux dômes complets aussi bien qu'aux dômes à lanterne, et elle a l'avantage de conduire à des dimensions moindres que celles qu'on obtient pour un berceau de même ouverture, ce qui est plus conforme à la vérité des faits.

L'immobilité de la partie du dôme inférieure au joint de rupture est le meilleur garant de la stabilité; cette partie tend à se déchirer en tournant autour du cercle extérieur de base; on s'oppose à cet effet, soit en donnant à la base du dôme une épaisseur suffisante, soit en la soutenant par des contre-forts, soit en l'entourant d'une ceinture de fer posée à chaud et s'opposant à tout mouvement d'extension.

Si la poussée horizontale de la voûte est de F par mètre courant du cercle de base, la tension à laquelle l'anneau devra pouvoir résister s'obtiendra par la formule $P = F\rho$, qui déterminera la section transversale de l'anneau.

Vers le milieu du dernier siècle, on remarqua que le magnifique dôme de Saint-Pierre de Rome présentait de nombreuses fissures méridiennes, qu'il s'était ouvert à l'extrados au joint de rupture et à l'intrados aux naissances; la partie inférieure menaçait donc de se renverser. On conjura le mouvement et même on ramena l'édifice vers sa position normale, au moyen de cercles en fer qui s'opposèrent à l'agrandissement du diamètre de la partie inférieure du dôme.

Voûtes en arc de cloître. — Nous avons défini la voûte en arc de cloître dans notre Traité de coupe des pierres. Une voûte en arc de cloître est un dôme à base polygonale.

Le polygone de base est régulier et ses côtés opposés sont parallèles; deux côtés parallèles sont les naissances d'une voûte en berceau, toutes les voûtes en berceau ainsi obtenues ont même montée et se coupent suivant des ellipses dont le plan est vertical.

L'arc de cloître que l'on rencontre le plus souvent est celui que représente la figure 3 de la planche V; il est établi sur un rectangle *mnpq*, et se compose de deux berceaux qui se coupent suivant des demi-ellipses projetées sur les triangles *mcp*, *ndq*.

Pour la résistance, on peut considérer chacun des berceaux comme isolé, et en calculer le joint de rupture et la courbe des pressions comme nous l'avons fait pour un dôme. On arrivera de la sorte à des dimensions plus fortes qu'il n'est nécessaire. En outre, la méthode ne s'appliquera pas au cas où la voûte est terminée par une lanterne, cas qui se présente très-fréquemment. Ce n'est plus la poussée à la clef qui alors établit l'équilibre ce sont les réactions qui se produisent le long des intersections des berceaux; les berceaux s'arc-boutent réciproquement et forment coin l'un par rapport à l'autre. Pour que l'un s'affaisse, il faut que les pierres, placées à l'intersection, se rompent, et on a soin de placer aux intersections de fortes chaînes de pierres qui participent à la fois aux deux berceaux accolés.

En assimilant la stabilité des voûtes en arc de cloître à celle des berceaux, on est sûr d'arriver à des dimensions plus que suffisantes. On peut donc se borner à cette méthode.

La poussée horizontale est moindre pour les arcs de cloître, comme pour les dômes, que pour les berceaux de même ouverture; les culées n'ont donc pas besoin d'être aussi massives, et c'est ce qui facilite l'emploi de ce genre de voûtes en architecture.

Voûte d'arêtes. — La voûte d'arêtes est formée par deux berceaux de même montée qui se pénètrent comme le montre la figure 4, planche V; leurs intersections sont encore des ellipses planes formant une ligne saillante ou arête, tandis que dans l'arc de cloître l'intersection est en creux.

On peut trouver le joint de rupture et construire la courbe des pressions par les procédés en usage pour les voûtes en berceau, en considérant par exemple le berceau *abcdef* comme isolé. Contrairement à ce qui se passe dans les voûtes en arc de cloître, la longueur des génératrices du berceau va en augmentant des naissances au sommet, le joint de rupture est plus élevé que dans une voûte en berceau d'égale ouverture, et la poussée horizontale qui se transmet aux piliers formant culées est beaucoup plus considérable. Il faudrait donc donner à ces piliers de grandes dimensions; mais d'ordinaire, on n'a pas recours à une voûte d'arêtes isolée, on construit une série de voûtes accolées sur plusieurs rangs, les poussées s'équilibrent et les piliers n'ont à porter qu'une charge verticale, le poids de l'édifice; seuls les piliers de rive doivent avoir des dimensions suffisantes pour résister à la poussée.

Voûtes en ogive. — La voûte en ogive, que l'on rencontre dans quelques ponts, surtout en Orient, est particulièrement en usage dans l'architecture. Son intrados se compose, comme on sait, de deux arcs de cercle dont les tangentes aux naissances sont verticales et qui se coupent au sommet de la voûte.

La figure 5 de la planche V représente une ogive. La recherche du joint de rupture et de la courbe des pressions est exactement la même que pour les voûtes en berceau.

Ainsi, 1° pour déterminer le joint de rupture, il faut trouver celui pour lequel la tangente à l'intrados rencontre la verticale du massif superposé, au même point que cette verticale est rencontrée par la direction de la poussée à la clef.

Le joint de clef ne s'ouvre jamais dans une ogive régulièrement construite, et le point d'application de la poussée est placé sensiblement au milieu de ce joint, plutôt au-dessous qu'au-dessus.

On ne risque donc rien de le placer en q au milieu de ce joint, et la direction de la poussée est l'horizontale qQ.

Considérons les joints a, b, c, d, et menons les tangentes à leur intrados ainsi que les verticales g, g', g'', g''' des centres de gravité des massifs superposés à chacun de ces joints. Les tangentes et les verticales correspondantes se coupent; réunissons leurs points d'intersection par un trait continu, nous obtiendrons une courbe tangente au sommet de l'intrados et asymptote à la verticale qui passe par le centre de gravité de la demi-voûte complète. Cette courbe rencontre la poussée à la clef au point m, et la tangente menée par le point m à l'intrados touche cet intrados au point r, qui donne la position du joint de rupture.

2° En décomposant le poids g_r suivant l'horizontale Q et la tangente mr, on trouve la valeur constante de la poussée horizontale et l'on peut construire géométriquement la courbe des pressions.

Entre la clef et le joint de rupture, la courbe des pressions s'approche souvent d'une manière notable de l'extrados, elle ne doit jamais en sortir et il est dangereux qu'elle s'en approche trop; dans le cas où ce fait se produirait, il faudrait augmenter l'épaisseur de la voûte de manière à enfermer la courbe dans son intérieur.

Lorsque la voûte coupe l'extrados, elle indique par cela même qu'il se produit un point de rotation à l'extrados. Ainsi, supposez que, par une vice de construction ou de décintrement, le point d'application de la poussée se porte

en A à l'extrados de la clef, la courbe des pressions sortira forcément de l'extrados, et il se formera un point de rotation en *s*, sur le joint pour lequel la tangente à l'extrados est parallèle à la tangente à la courbe des pressions.

Ainsi le joint (*su*) va s'ouvrir à l'intrados, et la partie de la voûte contiguë à la clef va se soulever, en même temps que la masse comprise entre le joint (*su*) et le joint de rupture va se renverser à l'intérieur.

Dans le cas qui nous occupe, le danger de renversement tient à un vice de construction, et on peut facilement conjurer le danger en abattant l'angle aigu A comme le montrent les hachures ; en effet, on ramène alors la courbe des pressions à l'intérieur de la voûte ; il est vrai qu'on réduit l'épaisseur à la clef, mais dans les voûtes en ogive, cette épaisseur est toujours trop grande eu égard à la valeur de la poussée et à la résistance des matériaux.

Le soulèvement de la clef se produira encore si l'épaisseur de la voûte est trop faible, même en plaçant le point d'application de la poussée au milieu de la clef ; en effet, la courbe des pressions a sa tangente à la clef horizontale, ce qui n'est pas vrai pour la courbe d'extrados, il pourra donc arriver, si l'épaisseur est insuffisante, que la courbe des pressions sorte de l'extrados et qu'il se forme un point de rotation *s*.

Cet effet de soulèvement qu'on remarque dans les voûtes en ogive était bien connu des anciens architectes qui, pour s'y opposer, avaient soin d'accrocher à la clef de leurs ogives des lustres pesants ou de lourds ornements en fer ; Brunelleschi, l'architecte du dôme de Sainte-Marie-des-Fleurs à Florence, craignant pour la stabilité de son œuvre, ordonna, dit-on, étant à son lit de mort, de couronner le dôme par une lourde lanterne.

En résumé, la recherche de la stabilité des voûtes en ogive est très-simple ; il suffit de tracer avec soin la courbe des pressions en plaçant le point d'application de la poussée au milieu de la clef, et de voir si cette courbe coupe l'extrados en quelque point ; si l'on veut se mettre à l'abri des circonstances accidentelles qui pourraient porter la poussée à la clef vers le sommet de l'extrados, on n'a qu'à couper horizontalement l'angle supérieur de la voûte. La poussée horizontale est bien moindre dans les voûtes en ogive que dans les voûtes en berceau de même ouverture, elles réclament donc des culées ou des pieds-droits moins puissants.

Voûte en plate-bande. — Souvent en architecture, on recouvre une porte ou une fenêtre par ce qu'on appelle une plate-bande *abcd ;* c'est une voûte ayant pour intrados et pour extrados deux droites horizontales. Si une pareille voûte était appareillée par joints verticaux, il est clair que la cohésion seule des mortiers interviendrait pour maintenir l'équilibre, et que probablement la plate bande s'écroulerait (fig. 6, pl. V).

Il faut donc adopter des joints inclinés et les placer, comme nous l'avons déjà dit plusieurs fois, perpendiculairement à la courbe des pressions.

Lorsque la plate-bande est décintrée, l'intrados *e* de la clef s'abaisse, l'abaissement est plus ou moins considérable, mais il se produit toujours ; donc, la pression est nulle en (*e*), et si l'on admet qu'elle croit uniformément de l'intrados à l'extrados, on trouve que, le point d'application de la poussée est en *g* au tiers de la clef à partir de l'extrados. D'autre part, la courbe des pressions passe nécessairement aux naissances ; c'est donc une courbe telle que *agb ;* elle est régulière, et on peut bien l'assimiler à l'arc de cercle qui passe par *agb*.

Ainsi, pour tracer approximativement la courbe des pressions d'une platebande, on prendra le point situé au tiers de la clef à partir de l'extrados et on

fera passer un arc de cercle par ce point et par les deux points des naissances. C'est du centre o de ce cercle que devront partir toutes les lignes de joint des voussoirs.

La valeur de la poussée Q se détermine par la condition que son moment par rapport au point de rotation (a) soit égal au moment du poids total P qui agit au milieu de la clef; donc, en désignant par $2l$ l'ouverture et par e l'épaisseur, on devra avoir

$$\frac{2}{3}Qe = Pl;$$

l'épaisseur à la clef doit être suffisante pour que le tiers du joint puisse supporter sans danger les deux tiers de la poussée; si l'on appelle R la résistance maxima qu'il convient de ne pas dépasser pour les matériaux dont on se sert, on aura :

$$Re = 2Q = \frac{3P.l}{e}, \quad \text{d'où} \quad e = \sqrt{\frac{3P.l}{R}},$$

formule qui permettra de calculer immédiatement l'épaisseur d'une plate-bande quelconque.

Arc-boutements de voûtes. — Les arcs-boutements de voûtes se rencontrent très-fréquemment dans les constructions de pont; mais presque toujours deux voûtes voisines sont de dimensions à peu près identiques, de sorte que leurs poussées horizontales sur le pilier qui les sépare se contre-balancent et déterminent seulement une compression latérale des matériaux sans déplacement; il ne reste que les forces verticales qui, se trouvant uniformément réparties, ont leur résultante au centre du pilier.

Le calcul des dimensions du pilier est alors aussi facile à faire que celui d'un mur ordinaire; sa section horizontale s'obtient en divisant le poids total qui lui est transmis par la pression maxima qu'il convient d'imposer à l'unité de surface des matériaux, eu égard à leur nature.

Cependant, cette règle simple ne devrait pas être strictement appliquée à des piliers de petite épaisseur relativement à leur hauteur, car ces piliers sont alors exposés à flamber comme le ferait par exemple une planche mince placée verticalement.

Dans les viaducs élevés, il faut se méfier de cette circonstance éventuelle du flambage et prendre ses précautions en conséquence. De même, dans les ponts de petite ouverture qui théoriquement n'exigeraient que des piles très-minces, il convient de forcer un peu les proportions afin de parer à toute éventualité.

Pour simplifier la question et pour donner une idée des phénomènes qui peuvent se passer dans l'arc-boutement, étudions d'abord avec M. Dupuit le cas représenté par la figure 7 de la planche V.

Soit une voûte en arc de cercle dont le joint de rupture est en CD aux naissances; on applique à la culée une force horizontale R croissant sans cesse à partir de zéro, et l'on se propose de trouver les modifications que la présence de cette force apporte à la courbe des pressions et à la stabilité de la voûte.

La poussée à la clef étant appliquée en O vers le milieu du joint, prenons comme axes de coordonnées l'horizontale OX et la verticale OY; soit p la verticale du centre de gravité du massif superposé au point de rupture et x' son abscisse; appelons y_1 l'ordonnée de la force horizontale R, h celle de la base de la culée, a la demi-ouverture de la voûte, c'est-à-dire l'abscisse du point S.

Lorsque la voûte est libre, la courbe des pressions, facile à construire, est ODmP; le point de cette courbe, situé sur un joint donné, s'obtient en composant tous les poids superposés à ce joint avec la poussée horizontale constante Q. Quand on atteint le niveau de la force R, celle-ci intervient, et doit être composée avec les autres forces; elle se retranche de la poussée horizontale Q; sa présence a donc pour résultat de rapprocher de la verticale les résultantes primitivement obtenues sur les divers joints. Par suite, la courbe des pressions se brise en *m* quand elle arrive à la hauteur de la contre-poussée R, et, à mesure que celle-ci augmente, le point P se rapproche de S, qu'il finit par atteindre lorsque la poussée à la clef Q, la contre-poussée R et le poids total P de la voûte jusqu'aux naissances sont en équilibre par rapport au point S, c'est-à-dire lorsque la somme de leurs moments par rapport à ce point est nulle. A ce moment, on a la relation

$$(1) \qquad P(a - x'') + R_1(h - y_1) = Q_1 h,$$

équation qui détermine la valeur R_1 de R.

Ainsi, tant que cette force varie de zéro à R_1, la culée ne bouge pas, donc le joint de rupture et la poussée à la clef restent les mêmes; seulement le point d'application de la résultante des actions de toute nature transmises à la base de la culée se rapproche de l'intrados.

Lorsqu'il arrive à l'intrados, la rotation de la culée à l'intérieur de la voûte commence, le joint de rupture se ferme, et la courbe des pressions remonte sur ce joint de rupture en même temps qu'elle s'abaisse à la clef, où la poussée augmente de valeur.

Les valeurs successives de la poussée satisfont sensiblement à la relation

$$(2) \qquad P(a - x'') + R(h - y_1) = Q_1 h,$$

On voit que Q_1 augmente sans cesse avec R; la courbe des pressions prend des positions successives telles que O'*m*'S, jusqu'à ce qu'elle atteigne l'extrados en *r*. A cet instant, le moment par rapport à *r* des poids superposés à l'assise (*rm*) est égal au moment de la poussée à la clef Q, dont la valeur peut se déterminer facilement; en la rapportant dans l'équation (2), on trouvera la valeur correspondante de la contre-poussée R.

Si cette valeur vient à être dépassée, la courbe des pressions sort de l'extrados, la culée se renverse à l'intérieur pendant que la partie supérieure de la voûte s'effondre après avoir été soulevée tout d'abord.

On voit par l'exemple précédent comment on pourra appliquer le calcul à des phénomènes de cette nature. Mais, dans la pratique, il est inutile de recourir au calcul, et l'on peut se contenter de simples constructions géométriques.

Soit une voûte (*abcd*) reposant sur un pied-droit *ecfg* (fig. 8, pl. V). Construisons la courbe des pressions *kch*. En principe, cette courbe ne doit jamais sortir du massif; mais, sans sortir du massif elle peut s'approcher du point *f* d'une manière inquiétante. Si la pression venait à se concentrer sur ce point, il est clair que le sol fléchirait, qu'il se produirait un certain renversement de la culée et que la stabilité de la construction serait compromise.

Il faut donc ramener la courbe des pressions plus à l'intérieur du massif, et s'arranger par exemple de manière à la faire passer par le milieu de la base.

On pourra arriver à ce résultat de deux manières :

1° En construisant au-dessus de la culée un massif de maçonnerie assez lourd et dont le centre de gravité soit convenablement placé.

A cet effet, soit S la poussée exercée par la voûte sur son joint de rupture; cette poussée se compose avec le poids P du massif inférieur au joint de rupture, et leur résultante R coupe la base du pilier au point *h* qui appartient à la courbe des pressions (fig. 9). On veut amener cette courbe à passer au milieu *i* de la base, en imposant au pilier une surcharge de maçonnerie dont le centre de gravité se trouve sur la verticale xy, et on demande la valeur de cette surcharge.

Prolongeons R (fig. 9, pl. V) jusqu'à sa rencontre en O avec xy; la résultante de R et de la surcharge devra se trouver dans la direction Oi; prenant OR′ égale à OR et achevant le parallélogramme des forces nous trouvons que la surcharge est mesurée à l'échelle par la longueur OP′.

2° Mais le système de la surcharge, qui conduit souvent à des dispositions fort élégantes en architecture, est quelquefois gênant et il exige toujours plus de maçonneries qu'on n'en dépenserait pour contre-buter la culée par une voûte.

C'est le second système que l'on peut adopter, et c'est celui qu'on rencontre le plus souvent dans les ponts. Généralement, les grandes voûtes de rive sont prolongées par des voûtes plus petites sous lesquelles passent les chemins de halage, et on tire parti de ces voûtes pour réduire la masse de la culée.

On se donne donc la voûte de décharge, elle transmet au pilier une poussée S′ (fig. 8), qui, composée avec la poussée S de la grande voûte et avec le poids P du massif situé au-dessous des deux joints de rupture donne la résultante à la base du pilier et son point d'application *i*.

Si l'on trouve que ce point d'application n'est pas assez rapproché du milieu de la base, on modifie la poussée de la voûte auxiliaire en en changeant soit l'ouverture, soit la flèche.

Genéralement, on n'en peut pas changer l'ouverture qui est fixée par d'autres considérations; mais on peut agir sur la flèche.

Nous avons vu que la poussée horizontale d'une voûte d'ouverture et d'épaisseur données est d'autant plus considérable que cette voûte est plus surbaissée. Ainsi, l'ogive ou le plein-cintre ne conviennent pas pour des voûtes de décharge; lorsqu'on veut produire un contre-butement énergique, c'est à un arc de cercle se rapprochant le plus possible de la plate-bande qu'il faut recourir.

Et cela se conçoit, car, puisqu'il s'agit de résister à une poussée horizontale, il faut lui opposer des joints se rapprochant le plus possible de la normale à la direction de la poussée, c'est-à-dire de la verticale.

Après quelques tâtonnements, on arrivera toujours à déterminer les proportions convenables.

Mais, rappelons que, dans la pratique, il faut, autant que possible, que la courbe des pressions de la grande voûte supposée isolée, ne sorte pas de sa culée; si elle venait à en sortir, sans doute on pourrait la ramener à une position convenable au moyen d'une voûte de décharge; mais celle-ci, comprimée par le déversement du pilier, ne serait plus dans un état naturel; il s'y développerait à la clef des poussées extraordinaires, et il faudrait lui donner plus que les dimensions usuelles. C'est alors que la nécessité d'une voûte de décharge surbaissée apparaît bien, car le plein cintre risquerait d'être écrasé et de périr en se relevant au sommet.

Une manière simple de contre-buter une voûte, c'est de lui accoler une demi-voûte égale; la poussée horizontale se trouvant la même des deux côtés, la

courbe des pressions reste verticale dans le pilier et nul effort de renversement ne se produit. Ce système est fort en usage dans le style gothique ; remarquez cependant qu'il ne fait que déplacer la difficulté ; car il faut toujours créer une culée à l'arc-boutant, ce que l'on fait d'ordinaire en le surchargeant au-dessus des naissances avec des clochetons et en le supportant par des piliers dont l'épaisseur va en croissant jusqu'au sol de manière à enfermer toujours la courbe des pressions.

Nous avons supposé jusqu'à présent que la grande voûte et celle qui la contrebute ont leurs naissances au même niveau.

Si la voûte de décharge a sa naissance plus bas que celle de l'autre, le bras de levier de sa poussée par rapport à l'arête inférieure du pilier est moindre que précédemment, donc la poussée horizontale qui lui est transmise doit être plus forte et il est nécessaire de la surbaisser davantage.

Si la voûte de décharge a sa naissance plus haut que celle de la grande voûte, son bras de levier augmente, sa poussée diminue.

Mais, dans l'un et l'autre cas, il faut toujours suivre attentivement les courbes des pressions notamment dans la partie du pilier comprise entre les deux voûtes et reconnaître si nulle part ces courbes ne sortent du massif.

Nous nous bornerons aux considérations précédentes qui suffiront, nous l'espérons, à guider le lecteur dans les cas les plus compliqués. En combinant les constructions géométriques avec le théorème des moments, on arrive toujours à des résultats simples et nets qui suffisent à tous les besoins de la pratique.

Résistance des culées et des murs de soutènement. — Quand on s'est assuré de la stabilité des voûtes, cela ne suffit pas; il faut encore s'assurer de la stabilité des supports.

PILES.

Pour les piles, rien n'est plus facile; puisqu'elles séparent deux voûtes égales, les poussées horizontales s'équilibrent en déterminant une compression latérale des maçonneries. Il n'y a point de renversement à craindre ; on n'a plus à tenir compte que des efforts verticaux, qui sont toujours parfaitement connus. Sachant en outre quelle pression maxima on ne doit pas dépasser par unité de surface, on calcule immédiatement la section horizontale à donner à la pile.

Exemple : une pile doit porter par mètre courant 120,000 kilogrammes, et elle est construite avec des matériaux, se rompant sous un effort de 60 kilogrammes par centimètre carré, c'est-à-dire tels qu'on ne doit pas leur faire porter d'une manière permanente plus de 6 kilogrammes par centimètre carré; la section de la pile devra être de 20,000 centimètres carrés par mètre courant, c'est-à-dire qu'il faudra lui donner deux mètres de large.

CULÉES.

Pour les culées la chose est moins facile, cependant elle se simplifie beaucoup par la considération de la courbe des pressions.

Il est nécessaire, avant d'entrer au vif de la question, d'exposer quelques considérations préliminaires :

Problème. — *Étant donné un massif homogène* (fig. 10, pl. V) *à arêtes verticales et à section horizontale rectangulaire* (abcd), *sachant que la base de ce massif est pressée par une force verticale* N *dont le point d'application* h *est situe sur un des axes de symétrie du rectangle, on demande quelle est la pression élémentaire en un point quelconque du rectangle et particulièrement en quel point se produit la pression élémentaire maxima.*

Dans le premier chapitre de son Cours de mécanique appliquée, M. Bresse résout complétement la question par la considération des centres de percussion. Nous ne pouvons reproduire ici cette méthode si élégante et si intéressante.

Il arrive à ce résultat, que l'on trouve à la page 62 de son traité :

1° Lorsque le point d'application h de la pression verticale N est tel que sa distance oh au centre du rectangle soit inférieure au tiers du demi-axe (om), si l'on désigne le rapport $\frac{oh}{om}$ par la lettre n, et qu'on appelle S la surface du rectangle ($abcd$), la pression maxima s'exercera sur l'arête (bd) du rectangle, et cette pression par unité de surface s'obtiendra au moyen de la formule

$$p = \frac{N}{S}(1 + 3n). \tag{1}$$

2° Lorsque au contraire le rapport $\frac{oh}{om}$ est supérieur à $\frac{1}{3}$, la pression maxima s'exerce encore sur l'arête (bd) du rectangle, mais elle est donnée par la formule

$$p = \frac{N}{S}\,\frac{4}{3(1-n)} \tag{2}$$

Dans le premier cas, la surface ($abcd$) tout entière est pressée; lorsque le rapport n atteint la valeur $\frac{1}{3}$, toute la surface de base est encore pressée, mais la pression est nulle sur l'arête extrême (ac); dans le second cas, lorsque n est plus grand qu'un tiers, si l'on prend (mk), égal à trois fois mh, la pression sera nulle en dehors de l'arête a_1c_1 et elle ira en croissant depuis cette arête jusqu'à l'arête bd.

Mais on peut donner une démonstration simple des formules précédentes :

Appelons $2a$ la longueur du rectangle, p et P les pressions en m et n (fig. 11), x la distance qui sépare m d'un point quelconque de l'axe mn, c la distance qui sépare le point d'application h du milieu de l'axe.

Sous l'influence de la force N, la base mn se déplace plus ou moins; on admet qu'elle ne se déforme pas et qu'elle reste plane; on admet en outre, ce qui est conforme aux lois d'élasticité, qu'en chaque point la force élémentaire est mesurée par le déplacement.

Ainsi, en m, la pression est mesurée par la verticale mp.

Grâce à ces hypothèses, que l'expérience justifie dans une certaine mesure, on peut calculer la déformation en posant la condition que toutes les forces élémentaires aient une résultante égale et directement opposée à N.

Il faut pour cela deux conditions :

1° La somme des forces élémentaires, telles que mp, somme représentée par l'aire du trapèze mnpP doit être égale à N, ce qui donne une première

relation

$$(1) \qquad N=(P+p)\,a.$$

2° La somme des moments des forces élémentaires par rapport au point h doit être algébriquement nulle (fig. 11, pl. V).

Or la somme des moments des forces situées à gauche de h est égale au moment de l'aire du trapèze $mhpl$, et la somme des moments des forces situées à droite de h est égale au moment de l'aire du trapèze $nhPl$;

La verticale hl a pour valeur

$$p+(P-p)\frac{a+e}{2a};$$

la hauteur du trapèze de gauche est $(a+c)$ et celle du trapèze de droite est $(a-c)$; égalant le moment du trapèze de gauche au moment du trapèze de droite, il vient :

$$(2) \qquad p.\frac{a+c}{2}.2.\frac{a+e}{3}+\left[p+(P-p)\frac{a+c}{2a}\right]\frac{a+c}{2}.\frac{a+c}{3}=$$
$$=P\frac{a-c}{2}.2.\frac{a-c}{3}+\left[p+(P-p)\frac{a+c}{2a}\right]\frac{a-c}{3}.\frac{a-e}{2}$$

Des équations (1) et (2) on tire les valeurs suivantes de p et de P en fonction de N :

$$(3) \qquad P=N\frac{a+3c}{2a^2} \quad \text{et} \quad p=N\frac{a-3c}{2a^2}$$

Ainsi la plus grande pression s'exerce sur l'arête du rectangle la plus rapprochée de la pression N ;

Et si l'on remarque que nos calculs s'appliquent à une tranche rectangulaire d'un mètre de largeur, ce qui fait que l'aire S de cette tranche est mesurée par $2\,a$, si l'on pose en outre $\frac{a}{c}=n$, la valeur de P peut s'écrire comme plus haut sous la forme simple

$$P=\frac{N}{S}(1+3n).$$

Voyons maintenant comment varient les pressions élémentaires, quand la force N se déplace; c peut varier de 0 à a.

Pour $c=0$, on trouve $p=P=\frac{N}{S}$ et la pression est uniformément répartie sur toute la surface de base ;

A mesure que c augmente, P augmente aussi et p diminue.

Lorsque c atteint $\frac{1}{3}a$, p est nul, et au delà, p deviendrait négatif; mais, dans les maçonneries, on ne tient pas compte de la résistance à l'extension et on la suppose nulle, de sorte que, pour $c>\frac{1}{3}a$, il y a une zone du rectangle qui n'est pas pressée, et cette zone est facile à déterminer, car il suffit de prendre $nk=3.\,nh$; au point k la pression est nulle ainsi que sur la surface située à

gauche, et elle va en croissant depuis ce point jusqu'en n, où elle atteint son maximum (fig. 12).

Pour $c = \frac{1}{3} a$,

$$P = 2\frac{N}{S},$$

la pression est double de la valeur qu'elle prendrait si elle était uniformément répartie.

Pour

$$c > \frac{1}{3} a,$$

on a : $nk = 3(a - c)$, figure 12, planche V, et l'aire du triangle knp, qui représente la somme des pressions élémentaires, doit être égale à N, d'où la relation

$$N = \frac{P}{2} 3(a - c) \quad \text{ou} \quad P = \frac{2}{3} \frac{N}{a - c}$$

Posant $\frac{c}{a} = n$ et remarquant que la surface dn rectangle de base est mesurée par $2a$, nous pouvons écrire la valeur de P,

$$P = \frac{2}{3a} \frac{N}{1 - n} = \frac{4N}{S} \frac{1}{3(1 - n)}.$$

La pression P devient infinie sur l'arête lorsque la force N est précisément appliquée sur cette arête.

En résumé, nous retrouvons les deux formules simples de M. Bresse. En voici une application :

1° Soit une tranche de culée ayant 6 mètres de long et 1 mètre de large soumise à une pression verticale de 200,000 kilogrammes.

On a :

$$2a = 6^{m}, \qquad N = 200{,}000.$$

Supposons que la force N soit appliquée à $0^{m},50$ du centre du rectangle, la valeur de n est égale à $\frac{0.5}{3}$ ou $\frac{1}{6}$, c'est-à-dire inférieure à $\frac{1}{3}$; donc la pression maxima P, qui s'exerce toujours sur l'arête la plus rapprochée de N, est donnée par la formule

$$P = \frac{N}{S}(1 + 3n) = \frac{200\,000}{6}\left(1 + \frac{3}{6}\right) = \frac{200.000}{6} \cdot \frac{3}{2} = 50.000$$

La pression sur l'arête est donc de 50,000 kilogrammes par mètre carré, ou 5 kilogrammes par centimètre carré, ce qui, presque toujours, est admissible.

Si la pression était uniformément répartie, c'est-à-dire si la force N était appliquée au centre du rectangle, on aurait

$$P = \frac{N}{S} = \frac{200.000}{6} = 33.333 \text{ kilog.}$$

$$\text{pour} \quad n = \frac{1}{3} \quad P = 66\,666 \text{ kilog.}$$

2° Supposons maintenant que la force N est appliquée à $1^m,50$ du centre du rectangle, il faudra calculer P par la formule

$$P = \frac{4N}{S} \frac{1}{3(1-n)},$$

qui, pour $n = \frac{1}{2}$, donne :

$$P = \frac{4.200.000}{6} \frac{1}{3.\frac{1}{2}} = 200.000.\frac{4}{6}.\frac{2}{3} = \frac{4}{9}.200.000 = 88.888 \text{ kilog.}$$

Enfin, si l'on faisait $n = \frac{5}{6}$ c'est-à-dire si l'on supposait la force N appliquée à $2^m,50$ du centre du rectangle, on trouverait $P = 266666$ kilogrammes par mètre carré ou près de 27 kilogrammes par centimètre carré, ce qui dépasserait certainement les pressions les plus grandes qu'il soit permis d'imposer même au rocher.

Grâce à ces exemples, on pourra calculer la pression maxima qui s'exerce à la base d'un massif quelconque de maçonnerie.

2° *Théorème. — Lorsqu'un massif de maçonnerie limité à des faces verticales est soumis à l'action d'une force appliquée sur sa face supérieure, la courbe des pressions à l'intérieur de ce massif est une hyperbole à asymptote verticale, dont la concavité est tournée du côté d'où vient la force.*

Soit un massif de maçonnerie dont la section verticale est le rectangle OGHK (fig. 4, pl. VI); dans le sens normal à la figure, ce massif n'a qu'un mètre de large ; c'est ainsi que l'on agit d'ordinaire dans la pratique, où l'on se contente de faire le calcul pour un mètre courant de culée ou de mur de soutènement.

La force R faisant avec l'horizontale l'angle α, agit sur la face supérieure de ce massif; pour trouver un point de la courbe de pression, par exemple celui où elle rencontre la base HK, il faut composer la force R, représentée par la ligne AB avec le poids du massif représenté par AC. La résultante est représentée par AD; elle coupe la base au point E qui appartient à la courbe des pressions. Soit x_1 et y_1 les coordonnées de ce point E, dont il s'agit de déterminer le lieu.

Le poids du massif superposé à la base est représenté par $2\,a\,dy_1$ en appelant $2a$ la largeur de ce massif et d sa densité.

Désignons par l la distance du point d'application de la force R à l'arête O du massif, c'est-à-dire à l'origine des coordonnées ;

L'équation de la droite AB est

$$y = \operatorname{tang}\alpha\,(x - l),$$

L'équation de la droite AC est

$$x - a = 0,$$

et l'équation générale des droites passant par l'intersection des deux précédentes, c'est-à-dire par le point A, est

$$(1) \qquad y - \operatorname{tang}\alpha\,(x - l) + \lambda\,(x - a) = 0,$$

dans laquelle λ représente un coefficient indéterminé.

Le coefficient angulaire de la résultante AD est représenté par tang β, c'est-à-dire par le rapport $\frac{DF}{FA}$;

$$\text{Or} \quad DF = DB + BF = 2ady_1 + R\sin\alpha \quad \text{et} \quad FA = R\cos\alpha,$$

$$\text{donc} \quad \operatorname{tang}\beta = \frac{2ady_1 + R\sin\alpha}{R\cos a}.$$

La droite indéterminée (1) peut s'écrire :

$$y = (\operatorname{tang}\alpha + \lambda)x + \lambda a - l\operatorname{tang}\alpha,$$

si l'on veut qu'elle représente précisément la résultante AD, il faut exprimer que son coefficient angulaire (tang $\alpha + \lambda$) est égal à (tang β), ce qui conduit à la relation :

$$(2) \qquad \operatorname{tang}\alpha + \lambda = \frac{2ady_1 + R\sin\alpha}{R\cos\alpha}.$$

Éliminant l'indéterminée λ entre les deux équations (1) et (2), il nous restera une équation qui nous donnera la valeur de x_1 en fonction de y_1; nous aurons donc obtenu la relation qui lie l'une à l'autre les coordonnées d'un point de la courbe des pressions, c'est-à-dire l'équation même de cette courbe.

Cette équation est :

$$(3) \qquad 2adxy + (R\cos\alpha - 2a^2d)\,y - R\sin\alpha\, x + Rl\sin\alpha = 0$$

qui représente une hyperbole, ayant pour asymptote la droite verticale :

$$2adx + R\cos\alpha - 2a^2d = 0$$

L'autre asymptote est horizontale ; donc l'hyperbole est du genre équilatère.

Lorsque $\alpha = 0$, c'est-à-dire lorsque R se réduit à une poussée horizontale l'équation (3) se réduit à

$$2adx + R - 2a^2d = 0$$

c'est-à-dire que la courbe des pressions est une droite verticale, ce qu'il est facile de démontrer géométriquement en considérant dans le massif une série de tranches horizontales équidistantes.

L'intérêt des calculs précédents est plutôt théorique que pratique ; jamais il ne faut calculer la courbe des pressions, on doit en construire géométriquement quelques points que l'on réunit ensuite par un trait continu.

Le massif d'une culée est toujours à peu près assimilable à un pilier à faces verticales, donc la courbe des pressions diffère peu d'une hyperbole tournant sa concavité vers la force R : c'est là un renseignement précieux qui permet de tracer très-exactement la courbe des pressions lorsqu'on en a déterminé deux ou trois points.

Détermination de l'épaisseur d'une culée.— Soit une voûte complète (figure 5, planche VI), dont *cd* est la demi-ouverture et (*ca*) la montée, nous savons que le joint de rupture *ef* correspond sensiblement au milieu de la montée, et nous pouvons par suite calculer la poussée à la clef et la pression R transmise au joint;

la courbe des pressions est tangente en (e) à la droite R; de plus, il est facile de trouver le point où elle rencontre la base (hg) de la culée, en composant R avec le poids P du massif de cette culée; la résultante perce la base au point K; ces éléments suffisent pour tracer la courbe des pressions d'une manière suffisamment exacte.

Deux conditions sont nécessaires pour la stabilité de l'édifice :

1° La courbe des pressions ne doit pas couper trop obliquement la base de la culée, parce que le glissement de cette base sur le sol pourrait se produire. L'angle de frottement est égal environ à 35°. Presque jamais, l'inclinaison de la courbe des pressions n'atteint cette limite; cependant, cela peut arriver et il est bon de le prévoir;

2° La pression maxima à la base de la culée ne doit pas dépasser une certaine limite. Cette limite est facile à calculer, comme nous l'avons vu plus haut :

La résultante agissant au point k a pour composante verticale N le poids de la demi-voûte plus celui de la culée; d'autre part, on mesure ok et on prend le rapport $n = \frac{ok}{oh}$. Le point o est le milieu de la base $h\ g$.

Si ce rapport est inférieur à $\frac{1}{3}$, la pression maxima est donnée par $\frac{N}{S}(1$ s'il est supérieur à $\frac{1}{3}$, par

$$\frac{N}{S}\,\frac{4}{3(1-n)}$$

et cette pression maxima s'exerce sur l'arête h.

On verra si elle dépasse la limite admissible, ou si elle lui est inférieure, et on augmentera ou bien on diminuera en conséquence l'empatement de la culée.

Rappelons qu'il convient de placer les assises successives de maçonnerie de la culée non pas horizontalement, mais normalement à la courbe des pressions : c'est une précaution très-facile à observer et très-favorable à la résistance.

Rappelons encore que la hauteur de la culée doit aller en diminuant à partir de la retombée de la voûte, et qu'il convient de lui donner la forme indiquée à la figure, et non le profil pointillé, car le massif triangulaire (mif) ne tend pas à ramener le point k vers le centre de la base : ce massif additionnel serait souvent plus nuisible qu'utile, et mieux vaut le supprimer, ou bien le faire servir à augmenter l'embase de la culée.

Méthode empirique pour le calcul des culées. — Souvent on ne s'inquiète pas de la répartition des pressions élémentaires sur la base des culées; on se contente de considérer la question au point de vue de l'équilibre, et voici comment :

La pression R transmise par la voûte au joint de rupture se décompose en deux forces, la poussée horizontale q, dont le moment de renversement par rapport à l'arête extrême de la culée est $q.\ h$ et le poids p du massif superposé au joint de rupture; ce dernier se compose avec le poids P de tout le massif inférieur au joint de rupture, et leur résultante P' se trouve, par exemple, à une distance d de l'arête extrême de la culée, de sorte que son moment est $P'd$.

Il suffirait pour l'équilibre que l'on eût

$$P'd = q$$

mais la résultante totale des pressions passerait alors par l'arête extrême de la culée, et l'équilibre serait instable, c'est-à-dire qu'il disparaîtrait immédiatement.

On a eu l'idée, pour parer à cet inconvénient, d'adopter un coefficient de stabilité plus ou moins élevé, c'est-à-dire qu'on s'arrange de manière à ce que le moment de P' soit égal, non pas à une fois, mais à *m* fois le moment de la poussée horizontale.

Le nombre entier ou fractionnaire (*m*) est le coefficient de stabilité, et, si l'on consulte les errements des constructeurs, on reconnaît que ce coefficient varie de 1,5 à 2.

Il serait inutile d'adopter un coefficient trop élevé, surtout si on répartissait le poids de la culée sur une large base, car il pourrait arriver alors que le centre des pressions passât à droite du milieu *o* de cette base; la pression maxima s'exercerait alors sur l'arête interne de la culée, et si le rapport (*n*) venait à dépasser $\frac{1}{3}$, il y aurait une zone de la culée, à partir de l'arête externe qui ne participerait plus aux pressions, qui se détacherait du reste et qui deviendrait inutile pour la résistance.

La remarque précédente tend à démontrer qu'il ne faut point se contenter de la méthode empirique seule, et qu'elle ne dispense point de tracer la courbe des pressions.

Nous n'avons pas l'intention de traiter ici complétement la question des murs de soutènement et de la poussée des terres. Nous examinerons en détail cette question délicate lorsque nous aurons à parler des murs de quai et des murs de réservoirs.

Cependant, comme la construction des ponts est ordinairement accompagnée de la construction de perrés, de murs de soutènement pour les levées, de murs de quais, comme en outre la recherche de la stabilité de ce genre d'ouvrages est identique à ce que nous venons de faire pour les culées, nous avons cru devoir en dire ici quelques mots.

Résultats expérimentaux. — Un massif de terre, étant soutenu par un mur, exerce sur la face postérieure de ce mur une pression que la théorie de la poussée des terres a pour objet de déterminer en grandeur et en direction.

Lorsque cette détermination est faite, en combinant la poussée que l'on connaît avec le poids du mur qu'il est facile de calculer, on trouvera la résultante totale des actions auxquelles le mur est soumis, et on reconnaitra : 1° si cette résultante passe à l'intérieur de la base du mur, c'est-à-dire si l'équilibre est possible; 2° et dans le cas où cette première condition est réalisée, si la résultante ne passe point trop près de l'arête de renversement, eu égard à la résistance propre du sol de fondation sur lequel le mur est établi.

Tout revient donc à déterminer la poussée des terres; mais on conçoit immédiatement que cette détermination ne peut se faire d'une manière absolue, c-qu'elle est essentiellement variable non-seulement avec la nature de chaque terre, mais encore avec les conditions physiques dans lesquelles cette terre est placée.

Lorsqu'une terre est à l'état pulvérulent et que ses molécules n'ont entre elles aucune cohésion, cette terre, abandonnée à elle-même, prend un talus plus ou moins incliné, et, lorsqu'un talus stable s'est formé, c'est que les molécules placées à sa surface sont soumises à deux efforts égaux, l'un dirigé vers le bas et égal à la composante de la pesanteur parallèle au talus, l'autre dirigé vers le haut et égal au frottement que la masse subjacente exerce sur les molécules de la

surface; plus le frottement moléculaire est considérable, plus le talus est roide. La poussée des terres meubles soutenues par un mur est intimement liée avec leur talus naturel d'éboulement; plus ce talus est incliné, plus est considérable le prisme qui tend à se détacher de la masse pour venir presser la face postérieure du mur de soutènement.

Pour les terres pulvérulentes on peut admettre que le frottement moléculaire est le seul obstacle à l'écoulement; mais il n'existe guère de terres absolument pulvérulentes : quelques-unes sont susceptibles de se tenir par elles-mêmes avec des parois presque à pic, c'est que leurs molécules sont réunies par une certaine cohésion. Lorsque l'on a affaire à du rocher, c'est même cette cohésion ou résistance au glissement transversal qui en assure la stabilité.

Ces considérations font comprendre que, si l'on veut tenir compte de toutes les circonstances qui peuvent se présenter dans la poussée des terres, on entrera dans une étude fort compliquée; cette étude est fort intéressante au point de vue mathématique, et elle a été abordée par beaucoup d'auteurs éminents.

Mais, au point de vue pratique, en présence des variations que la poussée des terres peut subir par des circonstances accidentelles, il faut se contenter de la méthode la plus simple avec laquelle on soit bien certain d'obtenir une stabilité absolue pour les murs de soutènement.

Le principe de la méthode pratique est donc d'éliminer toutes les forces accessoires qui concourent à la stabilité, telles que la cohésion des terres et leur frottement sur les parois du mur qui les soutient, et de ne considérer que la poussée due au poids du prisme qui tend à se détacher.

L'action de ce prisme est du reste prépondérante et presque seule à considérer lorsqu'il s'agit de terres vaseuses ou humectées, agissant comme des liquides.

Le point de départ de nos calculs sera donc de déterminer expérimentalement la densité des terres et leur talus naturel d'éboulement.

Voici quelques renseignements sur ce sujet :

Le mètre cube de	terre végétale pèse	1400	kilogrammes.
—	terre franche	1500	—
—	terre argileuse	1600	—
—	terre glaise	1900	—
—	sable terreux	1700	—
—	sable pur	1900	—

Le sable fin et très-sec est la terre qui prend la moindre inclinaison vers l'horizontale.

D'après certaines expériences, l'inclinaison peut descendre jusqu'à 21 degrés; mais Rondelet a trouvé pour du sable fin et sec ou pour du grès pulvérisé un talus incliné à 35 degrés sur l'horizontale, et, pour de la terre non cohérente et bien sèche, on trouve 39 degrés.

La terre ordinaire sèche et pulvérisée prend un talus de	45°
Légèrement humectée, elle peut atteindre	54°
La terre franche compacte ne dépasse pas	55°

Ainsi on pourra admettre que:

Pour le sable le talus naturel d'éboulement est à	35°	sur l'horizon.
Pour la terre ordinaire	45°	—
Pour la vase fluide	0°	—

Calcul de la poussée sur une paroi verticale. — Soit un mur *adef* à parois verticales (fig. 6, pl. VI), accolé à un massif de terre de même hauteur que lui.

Soit (*ab*) le talus naturel d'éboulement de cette terre, talus qui dépend de sa nature, mais qu'on peut en général supposer égal à 45 degrés : si l'on considère le prisme ayant pour section le triangle (*abd*) (ce prisme étant solidifié par la pensée), il est en équilibre sur sa base (*ab*), puisque cette base est inclinée suivant l'angle de frottement, et il ne tend pas plus à monter qu'à descendre; au contraire, tout prisme ayant pour section le triangle *adc*, moindre que (*adb*), tend à glisser sur sa base et exerce sur la paroi (*ad*) une certaine pression qui dépend du poids des terres, de l'inclinaison du talus et de la valeur du frottement.

Quand la base du prisme s'élève à partir de (*ab*), le frottement ne suffit plus à équilibrer la composante de la pesanteur normale à la paroi du mur, et cette composante part de zéro pour aller en croissant.

Quand la base du prisme s'éloigne de (*ad*), le volume de ce prisme est d'abord nul et s'accroît; il en est de même de la poussée transmise à la paroi.

Donc, la poussée partant de zéro pour arriver à zéro, il existe un prisme intermédiaire dont *adc* est la section, et qui détermine la poussée maxima.

On démontre que ce prisme correspond à la bissectrice (*ac*) de l'angle que fait la paroi du mur avec le talus naturel d'éboulement.

Considérant comme démontrée cette propriété sur laquelle nous aurons lieu de revenir, nous admettrons que, parmi les prismes susceptibles de glisser pour presser le mur, c'est toujours le prisme de plus grande poussée qui tend à se produire.

C'est évidemment le meilleur moyen de s'assurer de la stabilité.

Désignant par α l'angle que le talus d'éboulement fait avec la verticale, par δ la densité de la terre par h, la hauteur du mur, le poids du prisme de plus grande poussée, dont le triangle *adc* est la section, sera :

$$\frac{1}{2}\delta h^2 \operatorname{tang}\frac{\alpha}{2};$$

ce poids est représenté en grandeur et en direction par la verticale GP. C'est sa composante GH, parallèle à la base (*ac*) du prisme, qui tend à produire le glissement du massif sur cette base.

La force mouvante est donc GP. cos $\frac{\alpha}{2}$ ou

$$\frac{1}{2}\delta h^2 \operatorname{tang}\frac{\alpha}{2}\cdot\cos\frac{\alpha}{2}.$$

Quant aux forces résistantes, dirigées en sens contraire, elles comprennent :

1° La composante

$$Q \sin\frac{\alpha}{2}$$

de la réaction que la paroi du mur exerce sur le massif qui la presse;

2° Le frottement, dû à la pression normale GN, ou

$$GP.\ \sin\frac{\alpha}{2}$$

ou encore

$$\frac{1}{2}\delta h^2 \tang \frac{\alpha}{2} \sin \frac{\alpha}{2};$$

ce frottement est, comme nous savons, proportionnel à la pression normale et au coefficient de frottement f de la terre sur elle-même ; il est donc exprimé par la formule :

$$\frac{1}{2} f \delta h^2 \tang \frac{\alpha}{2} \sin \frac{\alpha}{2}$$

3° Le frottement dû à la composante $Q \cos \frac{\alpha}{2}$ de la réaction Q ; ladite composante normale au plan de glissement (ac) détermine un frottement dont l'intensité est $fQ \cos \frac{\alpha}{2}$.

Égalant les forces mouvantes aux forces résistantes, nous obtenons l'équation d'équilibre :

$$(1) \qquad \frac{1}{2}\delta h^2 \tang \frac{\alpha}{2} \cos \frac{\alpha}{2} = Q \sin \frac{\alpha}{2} + \frac{1}{2} f \delta h^2 \tang \frac{\alpha}{2} \sin \frac{\alpha}{2} + fQ \cos \frac{\alpha}{2}$$

Le coefficient de frottement f, ou rapport du frottement à la pression normale, est représenté par la tangente trigonométrique de l'angle que le talus d'éboulement naturel fait avec l'horizon ; donc $f = \cotang \alpha$.

Portant cette valeur de f dans l'équation (1) et remarquant que $\cotang \alpha$ peut se remplacer par

$$\frac{1 - \tang^2 \frac{\alpha}{2}}{2 \tang \frac{\alpha}{2}}$$

nous arrivons à l'équation finale :

$$(2) \qquad Q = \frac{1}{2} \delta h^2 \tang^2 \frac{\alpha}{2},$$

qui donne l'équation de la poussée en fonction de la hauteur du mur, de la densité des terres et du talus d'éboulement.

On voit que cette poussée varie comme le carré de la hauteur.

Quel est son point d'application sur la paroi verticale bd?

Considérons l'assise située à une hauteur z au-dessous de la crête du mur, la poussée totale transmise au massif superposé à cette assise sera

$$(3) \qquad Q = Az^2,$$

expression dans laquelle A désigne la quantité constante

$$\frac{1}{2}\delta \tang^2 \frac{\alpha}{2}.$$

La zone comprise entre l'assise z et l'assise $(z + dz)$ est soumise à une pres-

sion qui est la différentielle de la précédente, c'est-à-dire égale à

$$2Azdz,$$

et son moment par rapport au point *d* est

$$2Az^2dz;$$

la poussée totale Q étant égale à Ah^2 et appliquée à une distance Z au-dessous du même point *d*, son moment doit être égal à la somme des moments des poussées élémentaires, et il vient :

$$Z.Ah^2 = \int_0^h 2Az^2dz = \frac{2}{3}Ah^3 \quad \text{d'où} \quad Z = \frac{2}{3}h.$$

Ainsi la poussée Q est appliquée normalement à la paroi du mur et au tiers de la hauteur de cette paroi à partir de la base.

Le problème de la recherche de la poussée des terres est donc complétement résolu.

Faisons-en l'application à un exemple numérique.

Application de la théorie précédente. — *Mur à parois verticales.* — Figure 7, planche VI.

Considérons d'abord un mur à parois verticales de 12 mètres de hauteur. Il est construit avec de la maçonnerie dont la densité $\pi = 2.200$ kilogrammes, et soutient une terre franche dont la densité est de 1,600 kilogr. et le talus naturel d'éboulement 45°.

Menons ce talus à 45°, ab_4 et la bissectrice (*ac*) de l'angle qu'il fait avec la verticale.

Le prisme de plus grande poussée a pour section le triangle (*adc*); la poussée est donnée par l'équation :

$$Q = \frac{1}{2}\delta h^2 \text{tang}^2 \frac{\alpha}{2};$$

la longueur (*dc*) est égale à $h \text{tang} \frac{\alpha}{2}$; mesurons-la avec le double décimètre sur l'épure exécutée à l'échelle de $\frac{1}{100}$, nous la trouvons égale à 5 mètres, son carré est donc égal à 25 et la pression

$$Q = \frac{1}{2} \cdot 1600.25 = 20.000 \text{ kilog.}$$

Elle est appliquée au tiers de la hauteur (*ad*), c'est-à-dire que son bras de levier par rapport à l'arête de rotation (*e*) est de 4 mètres.

Donc le moment de renversement est égal à . . . . 80,000.

Appelons x la largeur du mur; son poids est πhx et son moment de résistance $\pi h \frac{x^2}{2}$.

Pour l'équilibre, il suffira d'avoir (1) $\pi h \frac{x^2}{2} = 80,000$, ou $x = 2,45$.

Mais, si le mur est simplement en équilibre, il ne s'y maintiendra pas parce

que la résultante de toutes les pressions passera par l'arête de rotation et sortira de la base pour la moindre déformation.

Si l'on veut assurer la stabilité, il faut donc multiplier le premier membre de l'équation (1) par un coefficient plus grand que l'unité.

La pratique a enseigné qu'il convenait de prendre ce coefficient égal à 2, et l'on a alors, pour déterminer x, l'équation :

$$\pi h \frac{x^2}{2} = 160.000 \quad x = 3^m,50$$

D'une manière générale, la poussée Q étant donnée par $\frac{1}{2}\,\delta h^2 \operatorname{tang}^2 \frac{\alpha}{2}$ et son bras de levier par $\frac{h}{3}$, l'épaisseur x d'un mur à parois verticales résultera de l'équation :

$$\pi h \frac{x^2}{2} = \frac{2}{6}\,\delta\, h^3 \operatorname{tang}^2 \frac{\alpha}{2},$$

qui donne

$$x = \sqrt{\frac{2}{3} \cdot \frac{\delta}{\pi}} \cdot \operatorname{tang} \frac{\alpha}{2} \cdot h$$

Admettant que α est égal à 45°, ce qui est vrai pour la terre ordinaire, on trouve

$$\operatorname{tang} \frac{\alpha}{2} = \sqrt{2} - 1 = 0.414,$$

et la formule précédente se transforme en

$$x = 0{,}3.h,$$

formule d'un emploi très-simple.

Tracé de la courbe des pressions. — Mais il ne suffit pas de s'assurer de la stabilité du massif considéré comme monolithe, il faut encore que dans aucune des assises de la maçonnerie le renversement, le glissement ou l'écrasement ne soient à craindre.

Avec les formes ordinaires, cela n'arrive pas en général ; mais, dès qu'on a recours à une forme spéciale, il convient d'examiner avec soin si la condition précédente est satisfaite, ce à quoi l'on arrive par l'étude de la courbe des pressions.

Proposons-nous de déterminer le point où la courbe des pressions rencontre l'assise (gk) :

La poussée totale (q) exercée sur la hauteur (kd) de la paroi du mur, hauteur que nous désignerons par z, est donnée par une expression de la forme Az^2; et elle est appliquée au-dessus du point (k) au tiers de la hauteur z. Ayant trouvé plus haut la poussée totale Q, égale à 20,000 kilog., et correspondant à la hauteur h, nous aurons pour la valeur de q.

$$q = 20.000 \left(\frac{z}{h}\right)^2;$$

les valeurs successives de q sont donc les abscisses d'une parabole ayant pour axe l'horizontale (df). En donnant à $\frac{z}{h}$ plusieurs valeurs simples, on construira plusieurs points de la parabole cherchée, que l'on tracera ensuite d'un mouvement continu.

Grâce à cette parabole, on trouvera facilement en grandeur et en direction la poussée qui sollicite le massif superposé à une assise quelconque, telle que gk; à cet effet, on prendra $ki = \frac{1}{3} kd$ et l'horizontale (il) représentera à l'échelle la valeur de la poussée.

Composant cette poussée avec le poids de maçonnerie superposé à l'assise en question, et mesuré à la même échelle, on obtiendra la résultante (mr) de toutes les forces sollicitant le massif, et le point s où cette résultante coupe l'assise gk appartient à la courbe des pressions.

Cette courbe est donc bien facile à tracer par points; et il est facile aussi de vérifier par le calcul que c'est une parabole du second degré ayant pour axe la droite df, elle est donc tangente à la verticale.

Pour la stabilité deux conditions sont nécessaires :

1° Aucune assise ne doit être coupée par la courbe des pressions sous un angle moindre que 35°, parce qu'alors un glissement se produirait.

2° La courbe des pressions doit toujours se tenir assez loin des arêtes pour ne pas déterminer sur ces arêtes des pressions élémentaires capables de produire l'écrasement. C'est au moyen des formules de répartition que nous avons données à propos des culées, que l'on reconnaîtra si cette dernière condition est remplie.

Vu la forme qu'affecte dans le cas actuel la courbe des pressions, c'est l'assise inférieure qui se trouve toujours dans les plus mauvaises conditions, et c'est sur elle qu'il suffit de vérifier les conditions de stabilité.

Il est facile de modifier le profil du mur de manière à faire passer la courbe des pressions au milieu de la base. Soit t le point où elle rencontre cette base, on prendra de chaque côté une longueur égale à la demi-épaisseur du mur, et l'on joindra les points ainsi obtenus au milieu des verticales ad, ef; les lignes pointillées représenteront les nouvelles parois du mur, dont le centre de gravité et le poids n'auront pas changé.

La courbe des pressions se confondra alors sensiblement avec la médiane du mur, et dans chaque assise la pression sera uniforme.

On conçoit bien du reste que cette disposition doit être avantageuse à la stabilité; car elle a pour effet d'augmenter le bras de levier du poids résistant.

Elle permettra donc dans une certaine mesure de réduire le cube de maçonnerie employée, si l'on se contente toujours du nombre 2 pour coefficient de stabilité.

Cependant il ne faudrait pas aller trop loin dans ce sens et donner à la paroi intérieure du mur une inclinaison trop forte; il faut toujours s'arranger de manière que le centre de gravité du mur tombe à l'intérieur de sa base, car il peut arriver que les terres placées derrière ne soient point adhérentes et n'exercent pas de poussée; alors, le mur, soumis à son seul poids, risquerait de se fendre horizontalement.

Mur à section triangulaire. — On comprend sans peine que la forme rectangulaire ne convient pas pour la section verticale d'un mur de soutènement; en effet, les poussées, d'abord nulles, croissent très-rapidement avec la pro-

fondeur, donc les épaisseurs de maçonnerie doivent croître aussi avec la profondeur.

Proposons-nous donc d'adopter par exemple une section triangulaire et soit x la largeur qu'il convient de donner à la base (au) en adoptant toujours le nombre 2 pour coefficient de stabilité (figure 8, planche VI).

Le moment de la poussée est

$$\frac{1}{6}\,\delta\,h^3 \operatorname{tang}^2 \frac{\alpha}{2}.$$

la surface du triangle est $\frac{1}{2}hx$,

et son moment par rapport à l'arête u s'écrit

$$\frac{1}{2}\,\pi hx.\frac{2x}{3}=\frac{\pi hx^2}{3}.$$

La stabilité sera suffisamment assurée si x satisfait à l'équation

$$\frac{\pi hx^2}{3}=\frac{2}{6}\,\delta h^3 \operatorname{tang}^2\frac{\alpha}{2},$$

qui donne

$$x=\sqrt{\frac{\delta}{\pi}}.\operatorname{tang}\frac{\alpha}{2}.h$$

Remplaçant δ par 1,600, π par 2,200, tang $\frac{\alpha}{2}$ par 0,414, il vient :

$$x=0,35\,h,$$

ce qui, pour un mur de 12 mètres, donne pour embase 4^m,20.

La section de maçonnerie employée avec un mur à parois verticales est $h\times 0,3h$ ou $0,3h^2$; avec un mur à section triangulaire, c'est seulement $\frac{h}{2}\times 0,35h$, ou $0,18h^2$. C'est-à-dire que cette dernière section n'exige que les $\frac{3}{5}$ du cube qu'exige la première.

Elle est donc d'un emploi favorable et il faut tendre à s'en rapprocher. Cependant il importe de vérifier aussi comment se conduit avec elle la courbe des pressions.

Nous avons construit graphiquement cette courbe des pressions sur la figure en adoptant toujours la même hauteur de 12 mètres avec une base de 4^m,20. La courbe des pressions est une ligne droite, ce qu'il est facile de vérifier en en cherchant l'équation.

Toutes les assises horizontales sont placées dans les mêmes conditions au point de vue de la résistance; il suffit donc de vérifier sur la base s'il n'y a pas à craindre de renversement, de glissement ou d'écrasement.

Mur à section trapèze. — Bien que, théoriquement, le mur à section triangulaire soit le plus avantageux, il n'est pas possible de l'adopter dans la pratique si on veut le construire en maçonnerie, et il faut évidemment recourir à la forme trapèze.

C'est pour ainsi dire la seule que l'on rencontre.

Lorsque l'on dispose de la valeur du talus extérieur et qu'on peut le faire aussi fort qu'on le veut, il est clair qu'il convient de se rapprocher le plus possible de la forme triangulaire. On adoptera donc pour largeur au sommet la largeur minima qu'il est possible de donner à une maçonnerie ordinaire, soit $0^m,50$, et l'on déterminera la base x par la formule

$$x = 0,35h,$$

de sorte que l'épaisseur moyenne du mur est :

$$\frac{0,35.h}{2} + 0,25 = 0,25 + 0,175h$$

Mais, le plus souvent, le talus extérieur du mur ne doit pas dépasser une certaine limite ; car, si l'on augmente l'embase, autant adopter tout de suite un remblai ordinaire ; le mur de soutènement va alors contre son but, qui est de ménager l'espace.

Ainsi la forme de section triangulaire ne sera pas souvent admissible, car elle conduit à un talus d'environ $\frac{1}{3}$; pour des murs de quai, par exemple, ce talus rendrait l'accès fort difficile.

Soit donc (fig. 9, pl. VI) un mur à section trapèze de largeur x au sommet avec des fruits mesurés par $\frac{1}{m}$ et $\frac{1}{n}$, cherchons-en l'équation d'équilibre.

Nous ne considérerons que la tendance au renversement autour de l'arête (c), car, lorsque cette tendance est suffisamment combattue, le glissement n'est pas à craindre.

Du reste, il est toujours facile de vérifier si la poussée Q est inférieure au frottement du mur sur sa base, frottement auquel il faut ajouter la cohésion lorsque la fondation est en maçonnerie.

La poussée horizontale Q étant donnée par la formule

$$Q = \frac{1}{2}\delta h^2 \operatorname{tang}^2 \frac{\alpha}{2}$$

son moment par rapport à (c) est

$$\frac{1}{6}\delta h^3 \operatorname{tang}^2 \frac{\alpha}{2}$$

Pour évaluer le moment résistant, décomposons le trapèze en un rectangle flanqué de deux triangles :

Le moment du rectangle $(abef)$ est égal à. $\pi hx\left(\frac{x}{2}+\frac{h}{n}\right)$

— triangle (ace) — $\pi\frac{h}{2}\frac{h}{n}\cdot\frac{2}{3}\cdot\frac{h}{n} = \pi\frac{1}{3}\cdot\frac{h^3}{n^2}$

— triangle (bfd) — $\pi\frac{h}{2}\cdot\frac{h}{m}\left(\frac{h}{n}+x+\frac{1}{3}\frac{h}{m}\right) = \pi\frac{h^2}{2m}\left(\frac{h}{n}+x+\frac{1}{3}\frac{h}{m}\right)$

Adoptant pour coefficient de stabilité le nombre 2, qui est indiqué par l'expé-

rience, nous devrons, pour déterminer x, égaler la somme des moments résistants au double du moment de renversement, et il en résultera l'équation

$$(1) \qquad \frac{1}{3}\,\delta h^3 \operatorname{tang}^2\frac{\alpha}{2}=\pi\left[hx\left(\frac{x}{2}+\frac{h}{n}\right)+\frac{1}{3}\frac{h^3}{n^2}+\frac{h^2}{2m}\left(\frac{h}{n}+x+\frac{1}{3}\frac{h}{m}\right)\right]$$

C'est une équation du second degré, facile à résoudre ; elle a deux racines, l'une négative, l'autre positive ; la racine négative est étrangère à la question, et il reste pour déterminer x la formule :

$$(2) \qquad \frac{x}{h}=-\left(\frac{1}{n}+\frac{1}{2m}\right)+\sqrt{\frac{1}{3n^2}-\frac{1}{12m^2}+\frac{2}{3}\frac{\delta}{\pi}\operatorname{tang}^2\frac{\alpha}{2}}$$

Dans tous les cas, on obtiendra immédiatement par cette relation la valeur de x, d'où découle la section tout entière.

1[er] *Exemple.* — Soit

$$\frac{1}{n}=\frac{1}{6} \quad \text{et} \quad \frac{1}{m}=\frac{1}{10},$$

proportions qu'on rencontre assez fréquemment dans la pratique, admettons toujours qu'il s'agit de bonne terre ordinaire, pour laquelle

$$\alpha=45° \quad \text{et} \quad \operatorname{tang}\frac{\alpha}{2}=0{,}414\,;$$

la formule (2) nous conduit à

$$x=0{,}084\,h,$$

La largeur à la base est donc $\left(\frac{1}{6}+\frac{1}{10}+0{,}084\right)h=0{,}35.h$

et la largeur moyenne. . . . $0{,}217.h$

2[me] *Exemple.* — Si l'on fait

$$\frac{1}{n}=\frac{1}{m}=\frac{1}{10},$$

on trouve pour x :

$$x=0{,}14.h.$$

la largeur à la base est donc

$$0{,}34.h,$$

et la largeur moyenne

$$0{,}24.h.$$

Dans la pratique, on remplace le talus du côté des terres par une série de redans la terre placée au-dessus de chaque redan concourt à la stabilité.

Résumé. — En résumé. dans la pratique, avec une bonne maçonnerie ordi-

naire, avec les talus usuels, on sera certain de la stabilité d'un mur de soutènement, lorsqu'on lui donnera comme largeur à la base les $\frac{35}{100}$ de la hauteur des terres à soutenir.

Cette règle suffit tant qu'on n'a pas affaire à des hauteurs exceptionnelles; sans doute, on pourrait réaliser par des formes spéciales une économie dans le cube des maçonneries; mais cette économie se traduit en général par bien peu de chose, car elle ne porte que sur de la maçonnerie de remplissage, qui vaut de 15 à 20 francs le mètre cube.

CHAPITRE IV

DESCRIPTION DES PRINCIPAUX TYPES DE PONTS EN MAÇONNERIE

I. — PONTS DE PETITE OUVERTURE

Aqueducs et ponceaux. — Les voies de communications rencontrent fréquemment des ruisseaux d'importance variable, dont le débit irrégulier est susceptible d'atteindre temporairement, à la suite des orages et des pluies, une valeur notable.

Il est indispensable de réserver sous la voie un passage suffisant pour ces ruisseaux; car, si leurs eaux se trouvaient retenues par un remblai formant barrage, elles s'accumuleraient à l'amont et finiraient par se créer de vive force le débouché qu'on leur aurait refusé.

Le plus souvent, comme nous l'avons expliqué dans le cours de Routes, on peut se borner à des aqueducs formés de tuyaux en fonte, en ciment ou en terre cuite, ou bien encore à des dallots à section triangulaire ou rectangulaire. Mais, ce système ne suffit pas toujours, et, lorsqu'il faut ménager un débouché un peu important, on est forcé de recourir à des aqueducs voûtés, auxquels on donne le nom de ponceaux tant que leur ouverture ne dépasse pas 4 ou 5 mètres.

Lorsqu'on dispose d'une hauteur suffisante, ce qui est le cas général, on adopte pour les ponceaux une voûte en plein cintre; c'est la forme la plus favorable à la stabilité.

On ne saurait préciser absolument les dimensions qu'il convient de donner aux ponceaux; elles dépendent surtout des charges qui les surmontent. Lorsqu'un ponceau n'est recouvert que de $0^m,50$ de terre, on peut réduire beaucoup son épaisseur à la clef; s'il est placé sous un remblai de 10 ou 20 mètres, il faut au contraire augmenter cette épaisseur; on peut prendre pour guide dans ce cas, la formule de Navier :

$$T = \rho F$$

dans laquelle T est la pression que les voussoirs successifs se transmettent normalement à leurs joints ;

ρ le rayon de courbure de l'intrados au point considéré; ce rayon est celui du plein cintre qui compose l'intrados de la voûte ;

F est le poids appliqué sur un mètre carré de l'extrados de la voûte.

Exemple : Soit une voûte de 4 mètres d'ouverture, ou 2 mètres de rayon, supportant un remblai de 10 mètres de hauteur fait avec de la terre pesant 1,500 kilogrammes le mètre cube.

On ne veut pas que la pierre des voussoirs travaille, je suppose, à plus de 8 kilogrammes par centimètre carré, parce que cette pierre s'écrase sous une charge de 80 kilogrammes.

Dans ces conditions

$$\rho = 2^{m} \qquad F = 15000 \text{ kilog., d'où } T = 30000 \text{ kilog.}$$

C'est la pression que doit supporter un mètre courant de joints de voussoirs; si x est l'épaisseur de la voûte, un mètre de joint comprend $x.100$ centimètres carrés, et l'on doit avoir

$$\frac{30000}{x.100} = 8, \quad \text{d'où } x = 0{,}375.$$

Si la hauteur du remblai venait à doubler, x doublerait aussi et prendrait la valeur $0^{m},70$.

Lorsqu'on n'a pas à sa disposition d'expériences précises sur la résistance de la pierre qu'on emploie, il convient de se limiter à 5 kilogrammes, par centimètre carré.

Remarquons du reste qu'il est peu avantageux d'économiser quelques centimètres de maçonnerie sur l'épaisseur de la voûte, car la maçonnerie non vue n'est pas bien coûteuse.

Du reste, on n'économise toujours rien sur l'épaisseur des pieds-droits formant culée ; ces pieds-droits doivent être considérés comme des murs de soutènement et calculés en conséquence. On leur donne d'ordinaire, comme nous l'avons déjà dit, une largeur à la base égale au tiers de la hauteur des terres à soutenir.

Cependant, cette proportion serait beaucoup trop forte pour des remblais élevés ; il faudrait tenir compte alors de la poussée de la voûte qui s'oppose au renversement des culées à l'intérieur, et cet effet est très-efficace si la hauteur des pieds-droits n'est pas considérable.

Souvent même le ponceau est établi sur un radier en forme de voûte renversée qui, lui aussi, s'oppose au rapprochement des culées.

Murs en retour et murs en ailes. — Le profil en travers étant déterminé pour le corps du ponceau, on ne peut point limiter les têtes à ce profil ; en effet les têtes débouchent dans le talus de remblai et, si elles n'étaient point protégées par des ouvrages accessoires, des éboulements des terres se produiraient autour d'elles et l'aqueduc serait obstrué.

Il faut donc maintenir latéralement les terres du remblai.

A cet effet, deux systèmes sont en usage : les murs en retour et les murs en ailes.

Les murs en retour sont des murs de soutènement ordinaires dont le parement est dans le plan de la tête du ponceau, c'est-à-dire parallèle à la direction de la voie. Leur construction ne présente aucune difficulté et il suffit de considérer les dessins que nous en donnons pour en comprendre immédiatement la disposition.

Les murs en aile sont plus compliqués ; en avant des têtes, de chaque côté des pieds-droits on dispose des murs, dont le parement est normal au plan des têtes ou légèrement incliné sur ce plan. Ce parement est du reste vertical ou oblique.

Les deux murs en ailes forment donc comme un entonnoir qui prend les eaux du ruisseau pour les conduire jusqu'à la tête de l'aqueduc.

De plus ces murs en ailes soutiennent les terres du remblai, qui, avec les murs en retour viennent s'étaler en quarts de cône le long de ceux-ci.

L'appareil des murs en ailes obliques donne lieu à une épure dont voici l'explication :

Soit *abc* figure 1 planche VII, la demi-ouverture du ponceau, (*gab*) le demi-profil du ruisseau avec ses berges, *m'g'* le profil du talus de remblai qui en général est à 1 1/2 de base pour 1 de hauteur. Nous avons les projections de l'ouvrage sur trois plans perpendiculaires, l'un horizontal, les deux autres verticaux.

Construisons d'abord le parement du mur en aile :

Ce parement passe à la base (*a*) du pied-droit, on veut en outre qu'il contienne le point (*g,g"*) où le talus du remblai rencontre la crête du talus du ruisseau. Le parement cherché contient donc la droite dont les projections sont *ag,a'g',a"g"*.

Il sera déterminé si l'on connait en outre son inclinaison sur la verticale; cette inclinaison est à la disposition du constructeur; lorsqu'elle est accentuée, le mur résiste mieux à la poussée des terres, puisque cela a pour effet d'écarter la verticale du centre de gravité de l'arête de renversement, c'est-à-dire d'augmenter le bras de levier de la pesanteur.

Mais, si l'inclinaison sur la verticale, c'est-à-dire le fruit, est trop forte, la construction perd de sa solidité à la longue; si les terres se détachent de derrière le mur, celui-ci peut se trouver en porte à faux et se fissurer; de plus, les poussières s'accumulent sur le parement, elles peuvent ne plus être entraînées par les pluies et donnent naissance alors à une végétation qui pénètre dans les joints de la maçonnerie et la disloque.

Le fruit doit donc être maintenu dans une juste moyenne, qui varie de $\frac{1}{5}$ à $\frac{1}{10}$.

Sur notre épure, pour rendre les constructions plus nettes, nous avons adopté un fruit de $\frac{1}{6}$.

Considérons la ligne de plus grande pente du parement passant par le point (*g*); elle est tangente à un cône droit ayant pour axe la verticale (*gk*) avec des génératrices inclinées au tiers. La verticale *gk* a pour projection horizontale le point *g"* et le cône se projette suivant un cercle dont le centre est *g"* et dont le rayon est le sixième de la hauteur *gk*.

La trace du parement du mur sur le plan passe en *a"* et est tangente au cercle ci-dessus défini; c'est donc la droite *a"q"*; le plan vertical *t"g"*, la coupe au point *l"* qui sur l'élévation se projette en *l* et la droite (*gl*) est l'intersection du parement par un plan vertical; l'intersection de ce parement avec la tête du ponceau est donc la droite *am* parallèle à (*gl*). Ramenant (*m*) en (*m"*) sur l'horizon, nous trouvons les deux projections de la droite *gm,g"m"* qui limite le parement à la partie supérieure. En coupe, cette droite se projette en *g'm'* suivant le talus des terres.

Le mur en aile se termine par un rampant, ou plan incliné comme le talus des terres, dont la dimension horizontale est d'ordinaire de $0^m,50$ à $0^m,60$.

Ce rampant est fait en pierres de taille ayant une section pentagonale comme on le voit sur les dessins ; l'un des côtés est dirigé suivant le rampant, un autre suivant l'horizontale, un troisième *yz* suivant la plus grande pente du parement, les deux derniers *xy* et *vu* suivant une perpendiculaire à l'arête du rampant.

Ces joints tels que *xy* ont huit à dix centimètres de longueur; ils évitent un

angle aigu dans la pierre et s'opposent au glissement des pierres de taille. Ils correspondent à des plans de joint normaux au rampant et par conséquent normaux au talus de remblai.

Il s'agit donc de déterminer sur l'épure les directions xy et yz :

Pour xy, c'est la ligne de plus grande pente du parement ; sa projection horizontale est donc perpendiculaire à la trace horizontale $a''q''$ du parement. La ligne de plus grande pente passant par le point m a pour projection horizontale $m''n''$, et par suite pour projection verticale mn. Sur la coupe en long, on divisera la droite $a'l'$ dans le rapport de $(a''n'')$ à $(a''l'')$ et on obtiendra la direction cherchée $n'm'$.

Sur cette même coupe en long, la direction xy est normale à $(g'm')$; la perpendiculaire $a'p'$ abaissée sur $g'm'$ donne donc cette direction : ramenant le point (p') en (p) et en (p'') sur les deux autres figures, on aura les autres projections de la direction cherchée.

Ainsi l'épure complète est maintenant facile à tracer. On déterminera, comme nous l'avons vu en stéréotomie, les panneaux de chaque pierre en vraie grandeur, afin de les tailler à l'avance.

Le long de l'arête (am), on dispose aussi des pierres de taille participant à la fois des têtes et des murs en aile ; les directions des joints de ces pierres sont connues par ce qui précède, seulement la taille en est plus difficile parce qu'elles présentent un angle dièdre en creux.

On voit que l'appareil des murs en ailes obliques ne laisse point que de présenter une certaine complication ; il est coûteux et exige beaucoup de soins ; lorsqu'il est bien fait, l'ouvrage est très-solide et produit bon effet.

Nous pensons qu'il ne faut y recourir qu'avec précaution ; on arrivera plus facilement et plus économiquement à des résultats presque aussi bons en adoptant des murs en ailes droits, à parements verticaux.

TYPES DE PONCEAUX AVEC MURS EN RETOUR.

N° 1. **Ponceau de 0m,70 d'ouverture.** — Ce ponceau est représenté par les figures 2 de la planche VII. C'est un plein cintre ayant 0m,30 d'épaisseur à la clef sur les têtes, et 0m,35 entre les têtes.

Les culées ont 0m,60 d'épaisseur à la base, et reposent sur un radier de 0m,30 de hauteur.

Le radier et les fondations des murs en retour sont protégées par un mur de garde de 6 mètre de largeur, descendu à 1 mètre au-dessous du fond de la rivière.

On remarquera que le radier affecte la forme d'une voûte renversée.

Les murs en retour ont exactement le profil des culées et conservent une section constante sur toute leur longueur.

Dans un travail important, on ne conserve pas la section constante ; en effet, le mur en retour supporte du côté de la voie la poussée du remblai, mais, à mesure qu'on s'éloigne du cours d'eau, cette poussée est équilibrée par celle du quart de cône ; dans le plan vertical correspondant au sommet du quart de cône, la poussée est la même des deux côtés du mur, on peut donc ne lui donner que

l'épaisseur qui convient à un mur ordinaire. On a alors une épaisseur décroissante tout le long du quart de cône.

Le talus de remblai étant généralement à 1 1/2 de base pour 1 de hauteur, le quart de cône a pour rayon de son cercle de base une fois et demi la hauteur du remblai.

Le mur en retour a la même longueur, et généralement on le prolonge de $0^m,15$ à $0^m,30$ au delà du sommet du quart du cône afin de bien l'enraciner dans le remblai.

De sorte qu'en appelant (a) l'ouverrure du ponceau et h la hauteur du remblai, la longueur totale de la maçonnerie des têtes est égale à

$$a+2.\frac{3}{2}h+2.0^m,15=a+3h+0^m,30.$$

Lorsque la hauteur est considérable, on a l'habitude de donner au quart de cône, non pas une base circulaire, mais une base elliptique, comme on le voit sur les dessins du ponceau qui nous occupe en ce moment; on donne au grand axe une fois et demie la hauteur du remblai et au petit axe seulement une fois la hauteur, de sorte que la génératrice du cône est inclinée à 45° le long du mur en retour.

Dans ce cas, les terres ne se tiendraient pas toujours convenablement et l'on est forcé de perreyer la surface du quart de cône.

Lorsque le cône est à base circulaire, on peut se contenter simplement d'en gazonner la surface.

Les ponceaux doivent être traités avec une grande simplicité d'appareil, mais il ne faut rien sacrifier sous le rapport de la solidité.

La plinthe en particulier ne se compose d'ordinaire que d'un bandeau saillant dont l'arête supérieure est abattue en chanfrein.

Le ponceau étant exécuté avant le remblai, lorsqu'on procédera à la confection de celui-ci, il faudra avoir soin d'élever les terres également des deux côtés, de manière à ne point créer une inégalité de poussée, qui pourrait renverser le ponceau ou le deplacer latéralement.

Dans le type n° 1 que nous venons de donner, on exécute en pierre de taille les plate-bandes en tête du radier, la plinthe, les voussoirs de tête et les pierres d'angle; l'intérieur de la voûte est en moellons à bossages; toute la maçonnerie est en mortier ordinaire, sauf la chape de $0^m,03$ d'épaisseur que l'on exécute en mortier de ciment.

On conçoit sans peine l'utilité de la chape; elle forme sur le massif des maçonneries un toit protecteur, par où l'eau d'infiltration s'écoule sans pénétrer dans les joints; on ne risque pas de voir les mortiers, qui sont toujours plus ou moins perméables, se délaver et se dissoudre à la longue.

On a l'habitude de réserver aux pierres de taille une saillie de $0^m,025$ sur le parement de la maçonnerie de remplissage.

En général, il convient d'extradosser parallèlement les ponceaux, parce qu'on obtient de la sorte des voussoirs d'un seul modèle. La maçonnerie de remplissage n'est pas difficile à raccorder, surtout lorsqu'on l'exécute à joints irréguliers, en mosaïque.

Lorsqu'on se sert pour les murs en retour de maçonnerie de briques ou de moellons d'appareil, le raccordement serait peu facile avec un extrados circulaire, et on termine les voussoirs à des joints verticaux et horizontaux, comme

le montre la figure 3 de la planche VII. On a alors l'inconvénient de faire un panneau pour chaque voussoir.

On doit toujours éviter de faire des voussoirs à crossettes, tels que ceux qui sont indiqués sur le côté droit de la figure précédente. C'est une disposition coûteuse et peu favorable à la stabilité.

N° 2. Ponceaux de 2m,00 d'ouverture. — Le ponceau en plein cintre de 2m,00 d'ouverture est représenté par les figures 4 de la planche VII.

L'épaisseur à la clef est de 0m,50 sur les têtes et de 0m, 55 dans le corps de la voûte.

L'épaisseur de la chape en ciment est augmentée et portée à 0,05.

La voûte est toujours extradossée parallèlement sur les têtes.

Les culées ont 1m,10 de largeur à la base et reposent sur des fondations de 1m,00 de profondeur ; ces fondations se retournent sur les têtes de manière à former murs de garde.

Le radier en forme de voûte renversée a 0m,30 d'épaisseur sur l'axe.

On ne fait encore en pierres de taille que la plinthe, la plate-bande du radier, les voussoirs de tête, les angles des pieds-droits ; le parement de la voûte est en moellons à bossages ; le reste est en maçonnerie ordinaire.

On remarquera les perrés en mosaïque, limitant les talus à 45°.

Sur les quarts de cône à base conique, on n'a perreyé qu'une faible partie de la hauteur, le reste est gazonné.

N° 3. Ponceau de 3m,00 d'ouverture. — Les figures 5 de la planche VII représentent un ponceau en plein cintre de 3m,00 d'ouverture. L'épaisseur des voûtes à la clef est de 0m,50 et l'épaisseur uniforme des culées est de 1m,20.

Ces culées sont fondées ainsi que le mur en retour sur un massif de béton de 1m,00 de hauteur, faisant saillie de 0,25 sur le pourtour des murs qu'il soutient.

A la base des pieds-droits, on remarque un socle avec une petite saillie de 0m,10.

Les têtes sont extradossées parallèlement, mais les queues des voussoirs se découpent sur la douelle de la voûte.

Deux assises de moellon correspondent comme hauteur à une assise de pierre de taille.

La hauteur de la plinthe est de 0m,35 avec une saillie de 0m,10 sur la tête.

L'épaisseur de la chape est de 0m,10. C'est plus qu'on ne donne d'ordinaire ; mais un léger excès dans ce sens est peu coûteux, tandis que l'insuffisance de la chape peut dans certains cas devenir funeste aux maçonneries qu'elle recouvre.

On voit sur le plan que le mur en retour conserve une épaisseur constante qui est de 1m,10 au sommet ; on aurait pu réduire cette épaisseur progressivement et l'amener à n'être plus que de 0m,50 ou 0m,60 à l'extrémité du mur en retour vers le sommet du quart du cône.

On remarquera que ces quarts de cône sont à base circulaire ; dans ce cas, il est inutile d'en protéger la surface autrement que par un simple revêtement en gazon.

TYPES DE PONCEAUX AVEC MURS EN AILES.

N° 4. Ponceau de 0m,70 d'ouverture. — Ce ponceau de 0m,70 d'ouverture est prolongé par des murs en aile droits à parement vertical, de 0m,30 de largeur au rampant; il est représenté par la figure 6 de la planche VII.

Le rampant est formé par des pierres plates de 0m,15 d'épaisseur, dont la dernière vient buter contre un dé assez fort pour résister à la poussée.

Sur un rampant de grande longueur, cette disposition ne serait pas admissible et il faudrait adopter pour les pierres du rampant une section pentagonale qui en rende très-facile la liaison avec le massif inférieur.

Le mur de garde est reporté à l'avant du mur en aile.

Les voussoirs de tête devraient se retourner normalement pour participer à la fois à la voûte et au mur en aile et pour rendre le tout solidaire. D'ordinaire, on adopte cette disposition ; cependant, comme elle est coûteuse, on peut la supprimer et adopter un joint continu, que l'on garnira en mortier de ciment, à la rencontre du plan de tête de la voûte et du parement vu du mur en aile.

Dans ce cas, il faudra avoir soin d'établir la liaison du massif du mur en aile avec celui des pieds-droits au moyen de boutisses engagées à la fois dans les deux massifs.

N° 5. Aqueduc surélevé de 1m,00 d'ouverture. — La figure 7 de la planche VIII représente un aqueduc surélevé de 1m,00 d'ouverture, c'est un type de la Cie d'Orléans. Le rampant du mur en aile est formé de deux longues dalles, contre-butées à la base par un dé en maçonnerie.

On voit que les pierres de taille placées à l'intersection du parement du mur en aile et de la tête du ponceau se retournent sur ces deux surfaces et établissent la solidarité entre les deux parties de la construction.

L'aqueduc est établi sur un radier général en béton hydraulique de 0m,60 de hauteur.

Le mur de garde n'est pas plus accusé que le reste du radier, si ce n'est qu'il est formé avec des pierres de grosses dimensions.

La chape en mortier a 0m,10 d'épaisseur.

La douelle de l'aqueduc est en moellon brut, grossièrement têtué, et rejointoyé avec soin.

La plinthe seule est en pierre de taille.

Les voussoirs et les pierres d'angle sont en moellon piqué.

Les murs en aile présentent en plan un évasement de 1/4 sur la ligne des pieds-droits, et ils possèdent en outre un fruit vertical de 0m,03.

Ce fruit est cause d'une certaine sujétion; il est plutôt fait pour la perspective que pour résister plus efficacement à la poussée des terres. Un mur droit d'une hauteur notable présente souvent une apparence inclinée comme s'il tendait à se renverser ; on évite cet effet disgracieux en lui donnant un léger talus.

Le type qui nous occupe en ce moment tient à la fois du mur en aile et du mur en retour, puisque le mur en aile se retourne à son extrémité sur une certaine longueur. Il convient bien à des remblais élevés.

Dans chaque cas, il faut se rendre compte du prix de revient des murs en retour et des murs en ailes et adopter le système le plus économique.

En général, le mur en retour convient bien aux faibles hauteurs de remblai, 4 à 5 mètres par exemple ; pour les grandes hauteurs, c'est le mur en ailes qui coûte le moins cher.

N° 6. Ponceau de 2m,00 d'ouverture. — La figure 8 de la planche VIII représente un ponceau de 2m,00 d'ouverture avec murs en ailes, droits et verticaux.

C'est un type de la Cie de l'Ouest.

Le passage réservé aux eaux n'occupe que 1m,40 de la largeur; sur les 0m,60 qui restent on a ménagé un trottoir en saillie pour le passage des piétons. Ce système est fort utile dans les pays où le bétail est nombreux, car les bestiaux peuvent passer dans le lit de l'aqueduc, pendant que leurs conducteurs suivent le trottoir.

On remarquera qu'ici le rampant avait trop de longueur pour être composé avec une seule file de dalles ; au milieu du rampant on a placé une pierre de taille à section pentagonale qui s'oppose au mouvement de descente des deux dalles supérieures, tandis que les deux dalles inférieures sont contre-butées par le dé.

L'épaisseur du mur en aile va croissant avec la hauteur des terres qu'il a à soutenir, c'est-à-dire à mesure qu'il se rapproche de la voûte.

Les pieds-droits ou culées ont en général plus d'épaisseur dans la partie voisine des têtes que dans le corps de la voûte ; l'ouvrage actuel en est un exemple.

C'est surtout dans les aqueducs sous chemins de fer que l'on a recours à cette disposition ; dans les aqueducs sous routes elle est inutile.

De même, dans les aqueducs sous chemins de fer, on a l'habitude de disposer de place en place des contre-forts extérieurs aux pieds-droits, de manière a donner à ces pieds-droits sur 1m,00 ou 2m,00 la même épaisseur qu'on leur donne sur les têtes.

C'est une bonne précaution à prendre dans les longs aqueducs que surmonte un haut remblai.

N° 7. Viaduc de 4m,00 d'ouverture. — La figure 9 de la planche VIII représente un viaduc en plein cintre avec murs en aile, obliques par rapport à l'axe de l'aqueduc et inclinés sur la verticale.

C'est un type de la Cie de l'Ouest.

La liaison n'est pas établie entre les voussoirs de tête et le parement du mur en aile, et on a à l'intersection un joint continu.

Mais la liaison existe sur l'arête des pieds-droits, et, comme nous l'avons dit, il est bien facile de l'obtenir à l'arrière du parement dans la maçonnerie de remplissage.

La longue plate-bande du rampant est interrompue et consolidée de place en place par des pierres en forme de voussoirs à section pentagonale

L'épaisseur des pieds-droits est renforcée de 0m,50 sur les têtes ; et dans le corps de la voûte, on exécute tous les cinq mètres un contre-fort de 1m,00 de longueur et de 0m,50 de largeur, comme on le voit nettement sur le profil en travers de la voûte.

Prix de revient de quelques aqueducs et ponceaux. — Voici les prix de revient de quelques aqueducs et ponceaux, analogues à ceux dont nous venons de donner les dessins :

	Francs.
En comptant le mètre cube de déblai, fouillé, chargé et transporté à un relai. . .	0,70
— de maçonnerie de pierre de taille.	60,00

— de moellon piqué.	. . . .	30,00
— de moellon ordinaire.	. . . .	10,00
— de béton hydraulique.	. . . .	15,00
Le mètre carré de parement et rejointoiement de pierre de taille.	. . . .	5,00
— — moellon piqué.	. . . .	3,00
— — moellon ordinaire.	. . . .	1,50
Le mètre carré de perrés de $0^m,25$ d'épaisseur pour quarts de cône.	. . . .	3,50
Le mètre cube de terres pilonnées pour quart de cône.	. . . .	0,50

On arrive aux résultats suivants :

Aqueduc de $0^m,60$ d'ouverture.

	Francs.
1 mètre linéaire de section transversale courante.	47,30
Dépense totale pour les deux têtes.	280,00

Aqueduc de 1 mètre d'ouverture.

1 mètre linéaire de section transversale courante.	56,75
Dépense totale pour les deux têtes.	463,50

Aqueduc de $1^m,60$ d'ouverture.

1 mètre linéaire de section transversale courante.	98,00
Dépense totale pour les deux têtes.	806,00

Ponceau de $2^m,50$ d'ouverture.

1 mètre linéaire de section transversale courante.	153,15
Dépense totale pour les deux têtes.	1768,00

Ponceau de 4 mètres d'ouverture avec passage pour piétons et bestiaux.

1 mètre linéaire de section transversale courante.	435.00
Dépense totale pour les deux têtes.	3567.32

PONCEAUX DIVERS.

N° 8. Pont en arc de cercle de 4 mètres d'ouverture. — Les figures 10 de la planche IX représentent un pont en arc de cercle de 4 mètres d'ouverture.

L'arc adopté est celui qui correspond à l'angle au centre de 60°, c'est-à-dire, au triangle équilatéral ayant pour côté l'ouverture ; cet arc produit toujours un effet satisfaisant à tous égards.

La voûte a une épaisseur uniforme de $0^m,55$; elle est recouverte par une chape de mortier hydraulique de $0^m,10$ d'épaisseur.

L'épaisseur uniforme des culées est de $1^m,75$; elles reposent sur un massif de fondation en béton hydraulique de 1 mètre de hauteur, formant saillie de $0^m,25$ sur le pourtour de la base des culées.

Le mur en retour a même épaisseur que les pieds-droits.

Il arrive souvent que des fissures se produisent à la soudure des pieds-droits et du mur en retour ; cela tient à ce que ce dernier n'est pas, à l'origine, suffisamment contre-buté par les quarts de cône et qu'il subit alors un léger mouvement de déversement, auquel la voûte ne participe pas.

Il y a donc imprudence à trop affaiblir le mur en retour, et il ne faut point chercher de ce côté une économie exagérée.

9° **Pont en arc de 8m,40 d'ouverture.** — Les figures 11 de la planche IX représentent un pont route sur chemin de fer, de 8m,40 d'ouverture (ligne du Mans à Rennes).

L'intrados est un arc de cercle surbaissé au quart, les pieds-droits ont 4m,55 de hauteur et 3 mètres de largeur uniforme.

La voûte a 0m,70 d'épaisseur sur les têtes et 0m,80 sur tout le reste.

La chape est formée avec du mortier de chaux hydraulique et a 0m,10 d'épaisseur; elle est composée de deux plans inclinés de part et d'autre, du sommet de la voûte.

La plinthe et le parapet sont d'une grande simplicité.

Le parapet en briques ayant une épaisseur d'une brique et demie ou même d'une seule brique (0m,22) est bien suffisant. Le massif de briques est recouvert d'une main courante en pierres de taille.

La teinte particulière de la brique indique sur les têtes un ruban qui met bien en évidence les divers parties de la construction.

Voici le détail estimatif de cet ouvrage :

INDICATION DES OUVRAGES.	QUANTITÉS.	PRIX DE L'UNITÉ.	DÉPENSE PAR ARTICLE.
Déblais, pour fouille, charge transport en wagon, jet de pelle et régalage	939.22	1.60	1502.75
Maçonnerie de remplissage pour fondations	48.35	12.66	612.11
Maçonnerie de pierre de taille	56.22	95.70	5382.25
— de moellon piqué	133.84	56.55	7568 65
— de remplissage	516.78	12.66	6542.43
— à pierre sèche	21.50	4.18	89.87
Parements vus de pierre de taille	193.30	12.72	2458.78
— de moellon piqué	317.16	10.60	3361.90
Ragrément et rejointoiement de pierre de taille	193.30	0.85	164.31
— — moellon piqué	317.16	1.39	440.85
Chape en chaux hydraulique	128.14	3.23	413 89
Sable sur la chape	12 81	5.00	64.05
Chape de 0m,07 en chaux de Montsurs	43.00	1.91	82.13
Enduits de 0m,03	89.92	0.76	68.34
Pavage de la chaussée	137 20	7.53	1033.12
Bordure des trottoirs	58.58	8.49	497.34
Trottoirs en dalles de Chattemoue	62.87	11.28	709.17
Bois pour cintres (chêne et bois blanc)	31.38	58.96	1850.16
Fers	129.00	0.50	64.50
Reprise de déblais, charge et transport en brouette à 30 mètres, régalage et pilonnage	500.00	0.56	280.00
Remblais sur le pont (prix convenu)	»	»	200.00
		TOTAL	33386.60

Déduisant le rabais de 1 p. 100, il reste un nombre rond de 33,000 fr.; comme l'ouvrage a 8m,80 de longueur, c'est un prix de revient de 3,750 fr. le mètre courant.

Ce prix est très-élevé; on pourrait réaliser les économies suivantes :

Supprimer le pavage de la chaussée, et se contenter de bordures de trottoirs avec caniveaux pavés; supprimer le dallage du trottoir, et remplacer par de la brique le moellon piqué du parapet; substituer sur toutes les surfaces vues le moellon grossièrement têtué au moellon piqué.

N° 10. Pont route en plein cintre de 12 mètres d'ouverture. — La figure 12 de la planche IX représente un pont route en plein cintre de 12 mètres d'ouverture; c'est le type établi par M. Toni-Fontenay pour la ligne de Saint-Rambert à Grenoble.

Les fondations n'offraient aucune difficulté puisque la tranchée du chemin de fer était ouverte dans un sol résistant.

L'épaisseur uniforme de la voûte sur les têtes est de $0^{m},70$; les têtes sont construites en pierre de taille, ainsi que la plinthe.

Les parements des murs en retour sont en moellon smillé.

Entre les têtes la voûte est composée avec plusieurs rouleaux de maçonnerie de briques.

La balustrade métallique est comptée à 22 fr. le mètre courant.

La largeur entre les têtes est de 5 mètres, elle se divise en une chaussée de $3^{m},80$ et deux trottoirs de $0^{m},60$.

Nous pensons qu'il serait préférable d'adopter une chaussée de 3 mètres, et deux trottoirs de $0^{m},75$, en tout $4^{m},50$; on économiserait $0^{m},50$ de largeur et la circulation serait tout aussi facile.

D'après M. Ton-Fontenay, le prix de revient de cet ouvrage ne serait que de 7,800 francs; cette dépense nous paraît bien faible, et en général il faudra prévoir d'avantage.

N° 11. Pont à culées perdues de 18 mètres d'ouverture.— La figure 13 de la planche IX représente un autre type de la ligne de Saint-Rambert à Grenoble. C'est un arc de cercle à culées perdues.

La construction en est analogue à celle du précédent ouvrage; voussoirs et plinthes en pierres de taille, murs en retour en moellon smillé; corps de la voûte formé de plusieurs rouleaux de briques que surmonte de la maçonnerie de remplissage.

Nous ne sommes pas partisans de ce mélange de maçonnerie de briques et de maçonnerie ordinaire; nous préférerions donner moins d'épaisseur à la voûte et la faire tout en briques : on serait certain de la sorte d'obtenir une compression uniforme.

La culée est formée par un bloc de béton, et deux assises de forts libages lui sont accolées du côté de l'arc, dont elles reçoivent la retombée. — La poussée transmise aux culées rencontre ainsi des assises qui lui sont normales, et il n'y a point de glissement à craindre.

L'arc de cercle a 15 mètres de rayon; son ouverture est de 18 mètres et sa flèche de 3 mètres; il est donc surbaissé au $\frac{1}{6}$.

Cette forme d'arc à culées perdues est plus favorable que la précédente dans les tranchées de chemin de fer parce qu'elle laisse au mécanicien la vue beaucoup plus libre ; mais elle est plus coûteuse lorsqu'on vient à rencontrer des difficultés de fondations.

M. Toni-Fontenay n'estime la dépense qu'à 6,850 francs pour un pont de 4 mètres entre les têtes ; en général, cette somme sera notablement dépassée; du reste, les prix élémentaires, avec lesquels M. Fontenay établit son détail estimatif, sont une limite minima.

N° 12. Pont en anse de panier de 12 mètres d'ouverture. — La figure 14

de la planche X représente un pont sur chemin de fer, de 12 mètres d'ouverture.

C'est une anse de panier à cinq centres surbaissée au tiers.

L'épaisseur uniforme de la voûte à la clef est de 0m,70; elle est recouverte d'une chape de 0m,05 dont le profil est celui d'un arc de cercle de 16 mètres de rayon.

Les têtes en pierres de taille sont extradossées parallèlement; mais le corps de la voûte a une épaisseur croissante de la clef aux naissances; les culées de 3m,50 de large reposent sur un massif de béton de 1 mètre de hauteur.

Le pont a une largeur de 7 mètres entre les têtes, laquelle largeur se subdivise comme il suit :

Une chaussée pour deux voitures.	4m,80
Deux trottoirs de 0m,70.	1m,40
Deux parapets de 0m,40.	0m,80
TOTAL. . . .	7m,00

La plinthe est des plus simples et se compose d'un bandeau à section rectangulaire, dont l'arête supérieure est abattue en chanfrein.

Le parapet est en moellon smillé recouvert par une main courante en pierre de taille: si on tenait à l'économie, on supprimerait ce parapet en pierre et on le remplacerait par un garde corps métallique, qui ferait, il est vrai, beaucoup moins bon effet au point de vue architectural, mais qui économiserait 0m,80 sur la largeur du pont entre les têtes.

On remarquera la disposition des caniveaux dont le point bas n'est pas accolé à la bordure du trottoir, afin sans doute d'éviter les infiltrations qui pourraient se produire le long de cette bordure.

Cette disposition exige une certaine sujétion, elle a l'inconvénient d'augmenter la largeur du ruisseau et nous ne pensons pas qu'elle soit à imiter.

N° 13. Pont en arc de cercle à culées perdues de 18 mètres d'ouverture. La figure 15 de la planche X représente un type de pont sur chemin de fer, analogue au n° 11.

C'est un arc de cercle de 18 mètres d'ouverture et de 3m,13 de flèche.

L'épaisseur de la voûte à la clef est de 0m,90 et les têtes sont formées par des voussoirs égaux en pierres de taille.

Les culées, qui ont 4 mètres de large reposent sur un massif de béton de 1 mètre de hauteur.

Les maçonneries sont recouvertes d'une chape général de 0m,10 d'épaisseur.

Le parapet et le profil en travers sont disposés comme dans l'exemple précédent.

N° 14. Pont en arc de cercle de 14m.50 d'ouverture. — La figure 16 de la planche XI représente un type de pont en arc de cercle, adopté par M. Graëff, inspecteur général des ponts et chaussées, sur le canal de la Marne au Rhin.

Cet arc de cercle a 14m,50 d'ouverture et 2m,50 de flèche. Le profil en travers du corps de la voûte est indiqué par les lignes pointillées; on voit que les culées ont 5 mètres de large pour 4m,55 de hauteur.

Sur les têtes, la voûte est en pierres de taille, appareillée par redans; chaque voussoir exige un panneau spécial, qui du reste est bien facile à tracer, à cet effet, on exécute en vrai grandeur l'épure de la voûte sur une aire horizontale en voliges, en plâtre ou en ciment.

La chaussée est inclinée et possède une pente de 0m,05 par mètre; la plinthe et le parapet participent à cette inclinaison; il n'en résulte aucune difficulté de construction, et l'aspect est beaucoup moins disgracieux que si l'on adoptait un couronnement horizontal en conservant la chaussée inclinée.

Dans l'ouvrage où il décrit les travaux exécutés dans les Vosges pour le chemin de fer de Strasbourg et pour le canal de la Marne au Rhin, M. Graëff fait une étude comparative, au point de vue économique, des ponts en maçonnerie et des ponts en tôle, et il conclut que :

1° Dans les conditions de prix où se trouvent les matériaux à Saverne et même pour tout le versant du Rhin, le pont en maçonnerie doit être préféré partout pour l'ouverture de neuf mètres;

2° Que le pont à poutres en tôle peut devenir avantageux pour des ouvertures supérieures à 9 mètres et d'autant plus avantageux que les largeurs des ponts à construire sont plus petites.

3° Que pour les passerelles, c'est-à-dire pour les ponts très-étroits, aucun système ne peut rivaliser avec le pont suspendu.

Ces conclusions ne doivent pas être étendues partout; car les maçonneries dans les Vosges coûtent très-bon marché. Dans un pays où le prix des matériaux serait élevé, le fer pourrait devenir avantageux pour des ouvertures inférieures à neuf mètres. Nous reviendrons plus loin sur cette question.

N° 15. Petits ponts en briques. — La brique est susceptible de rendre de grands services pour la construction des petits ponts de toute nature.

On fabrique partout aujourd'hui de bonne brique à un prix raisonnable, et l'emploi en est facile.

Avec les briques et le mortier de ciment, on constitue des voûtes monolithes, d'une grande solidité; on obtient ainsi des arcs qui, quoique très surbaissés résistent à des charges considérables.

Nous en donnerons pour exemple les petites voûtes dont on se sert dans les ponts métalliques pour réunir entre eux les poutres ou les arcs parallèles; ces voûtes, en général surbaissées au $\frac{1}{10}$, ont jusqu'à 1m, 50 d'ouverture; elles sont formées d'un seul rouleau de briques (0m,11), hourdées en mortier de ciment; partout elles se sont bien comportées.

Voici les dimensions que l'on peut adopter pour l'épaisseur des voûtes de diverses ouvertures :

1° avec du mortier de ciment.

De 0m,00 à 1m,20..	0m,11 d'épaisseur,	c'est-à-dire	un rouleau de briques ordinaires.
1m,20 à 4m,00..	0m,23	—	deux rouleaux de briques.
4m,00 à 8m,00..	0m,35	—	trois rouleaux de briques.
8m,00 à 12m,00..	0m,47	—	quatre rouleaux de briques.

2° Avec du mortier ordinaire, il conviendra d'ajouter partout un rouleau de plus.

Il va sans dire que la maçonnerie de briques devra être recouverte avec soin d'une chape imperméable, à laquelle on donnera 0m,03 à 0m,04 si on la fait en bon mortier de ciment bien lissé et on ira jusqu'à 0m,10 lorsqu'on aura simplement recours à une chape de mortier de chaux hydraulique.

Quelle disposition convient-il d'adopter pour l'enchevêtrement des briques dont on compose une voûte?

En général, on ne cherche pas cet enchevêtrement et on dispose les briques

par rouleaux concentriques; le travail est bien plus facile, et on arrive à de bons résultats; chaque rouleau peut résister séparément, et, si l'on construit d'abord le premier rouleau, il peut en quelque sorte servir de cintre pour les autres en lui laissant le temps de faire prise. — Cela permet de recourir à des cintres beaucoup plus légers. Le seul inconvénient est que les rouleaux sont séparés par des surfaces cylindriques continues, garnies de mortier; si ce mortier n'a pas une grande cohésion ou s'il ne durcit pas vite, il peut arriver que les rouleaux se séparent comme les feuillets d'un livre qu'on pose sur sa tranche. Cet effet est bien rare et ne se présentera jamais avec de bon mortier.

Lors donc qu'on a recours soit à du mortier de ciment, soit à de bon mortier hydraulique, il n'y a aucun risque de construire une voûte en briques par rouleaux; on y trouve au contraire un grand avantage, et nous conseillons d'adopter cette manière de faire, spécialement pour les voûtes de faible ouverture.

La circonstance principale qui s'oppose à l'enchevêtrement des briques dans les voûtes de petite ouverture, c'est la forme parallélipipédique des ces matériaux. Les briques ont une épaisseur constante, tandis qu'on donne aux voussoirs en pierre une forme de coin, de manière à avoir une épaisseur variable avec un joint uniforme.

Les briques rendent le joint uniforme impossible, et l'épaisseur du joint va rapidement en croissant pour des voûtes de petit rayon.

Exemple : Soit une voûte de 3 mètres de rayon, en plein cintre; son premier rouleau sera composé de 157 briques de $0^m,055$ d'épaisseur avec joints de $0^m,005$ à l'intrados; la longueur de l'extrados de ce premier rouleau est supérieur de $0^m,28$ à celle de l'intrados, ce qui fait déjà un accroissement de $0^m,002$ pour l'épaisseur de chaque joint.

Et si l'on a trois rouleaux, l'épaisseur du joint aura plus que doublé.

Pour des ouvertures moindres, le résultat serait encore plus sensible et on se heurterait même à une impossibilité.

Ainsi, tant que le rayon des voûtes n'atteint pas 4 ou 5 mètres, on est forcé de construire la voûte par rouleaux.

Au delà, on peut chercher à produire des enchevêtrements, et on dispose les briques de manière à ce que tous leurs joints se découpent.

Si l'on fait une coupe transversale de la voûte, la figure 17 de la planche XI représente la disposition à adopter pour les rangées de briques lorsqu'on a l'épaisseur de deux rouleaux, la figure 18 représente celle qui convient pour l'épaisseur de trois rouleaux et la figure 19 celle qui convient pour l'épaisseur de quatre rouleaux.

Il va sans dire que d'une tranche à l'autre les dessins ne devront pas se superposer.

En somme, il résulte de tout cela une sujétion notable, les joints sont irréguliers, et par suite il en est de même de la compression des mortiers.

Lorsque le rayon dépasse 10 ou 12 mètres, l'exécution par rouleaux peut avoir un inconvénient sérieux; si la voûte tasse au décintrement, la brique d'intrados peut se détacher et tomber, parce qu'elle n'est pas prise comme dans un coin entre les deux briques voisines. Dans ce cas, l'enchevêtrement pourrait fournir une adhérence plus forte et il aurait des avantages.

En résumé, il faut exécuter les petites voûtes par rouleaux; pour les grandes, on peut recourir à l'enchevêtrement, et ce sera même préférable si l'on se sert de mortiers ordinaires.

Les figures 20 de la planche XI représentent un pont en briques dont nous

avons dressé le projet; il est destiné à remplacer un pont en charpente; les piles existaient et nous n'y touchons pas. Les petites voûtes sont formées de quatre rouleaux concentriques hourdés en mortier hydraulique. L'ouverture est de 6 mètres et la flèche de $0^m,87$, de sorte que l'arc correspond à l'angle au centre de 60°, c'est-à-dire qu'il a précisément pour rayon 6 mètres.

Le couronnement se compose de modillons formés de deux briques de champ, supportant une corniche formée de trois briques à plat, dont la saillie va croissant.

Le modèle de parapet en briques à jour se rencontre assez fréquemment; on peut du reste varier le dessin.

On voit sur la coupe transversale que la voûte se compose en réalité de deux voûtes égales séparées par un creux de $0^m,50$.

On exécute d'abord la voûte d'amont en concentrant la circulation sur la moitié d'aval du pont en charpente; puis lorsque la voûte d'amont est achevée on y ramène toute la circulation, on démolit la charpente d'aval et on construit à la place la seconde demi-voûte.

Le vide de $0^m,50$ qui sépare les deux voûtes est recouvert par des dalles en grès de $0^m,20$ d'épaisseur et de 1 mètre de long.

II. — GRANDS PONTS

Il a été construit dans le siècle actuel un nombre considérable de grands ponts, dont beaucoup sont remarquables. Nous nous contenterons d'en décrire quelques-uns choisis parmi les plus communs, en nous proposant surtout de donner un spécimen des divers types.

1° PONTS D'UNE SEULE ARCHE

1° Pont de Saint-Gall. (Ligne d'Arvant au Lot). — Commençons par un exemple très-simple, tiré du compte rendu de la construction de la ligne de Murat à Vic-sur-Cère, rédigé par M. Nordling, figure 21, planche XI.

C'est un pont en arc de cercle de 22 mètres d'ouverture, $4^m,39$ de flèche, 16 mètres de rayon, construit sur l'Alagnon; il a quatre mètres cinquante centimètres de largeur entre les têtes, et ne livre passage qu'à une voie. L'épaisseur à la clef est de $1^m,50$ et celle des culées de $6^m,75$.

Ces culées sont établies sur une fondation en béton hydraulique de $1^m,50$ de hauteur, laquelle est protégée, du côté du torrent, par deux files de palplanches et par des enrochements que recouvre un perré maçonné incliné à 45°.

La voûte est protégée par une chape en mortier hydraulique de $0^m,10$ d'épaisseur; le profil de la chape est un arc de cercle de 20 mètres de rayon prolongé par ses deux tangentes extrêmes. Le mortier est recouvert d'un enduit de bitume.

Le remplissage des reins au-dessus de la chape est fait avec du moellon brut provenant des déblais; ce moellon est maintenu à l'extrémité de la culée par un

mur de garde de 2 mètres d'épaisseur, dans la base duquel on a ménagé des barbacanes pour l'écoulement des eaux.

Le remplissage en moellons supporte directement le ballast.

On avait d'abord projeté les têtes et les plinthes en pierres de taille; mais par raison d'économie, on se contenta d'employer la pierre de taille pour la plinthe à qui on donna un profil très-simple, et sur les têtes on se servit de moellons smillés de 0m,18 à 0m,20 d'épaisseur; ces moellons ont 0m,70 de longueur; la voûte est donc extradossée parallèlement sur les têtes et son épaisseur apparente est réduite à 0m,70.

Sans doute, cet effet est fâcheux au point de vue architectural; mais, la disposition adoptée ne nuit pas à la solidité et conduit à une économie notable.

Le remplissage des tympans des têtes est fait en moellon irrégulier dit mosaïque.

Les matériaux ont été extraits des carrières trachytiques d'Auteroche près Murat, et la chaux venait de Paulhac, près Brioude.

Le pont, exécuté du 22 mai au 22 octobre 1866, a été décintré au moyen de boîte à sable, et lors du décintrement, opéré 32 jours après le clavage, on a observé un tassement de 0m,05.

Les dépenses se sont réparties comme il suit :

Fondations.	9,633 francs.
Élévation.	23,328 —
Dépenses diverses.	7,869 —
TOTAL. . . .	40,830 —

Soit 1,044 francs par mètre courant de longueur, et le prix du mètre cube de maçonnerie hourdée est revenu, cintres et bitume compris, à 26 fr. 48.

Le garde-corps très-simple est formé de montants en fonte, pesant chacun 11 kilog. 50, espacés de 2 mètres d'axe en arc et scellés dans la plinthe. Ces poteaux sont réunis à la partie supérieure par une lisse en fer rond de 0,035 de diamètre, qui traverse un renflement ménagé dans la tête des poteaux; au milieu de leur hauteur, ils sont traversés par une autre lisse en fer rond de 0m,025 de diamètre.

Cela fait en tout 23 kilog. 40 de fer par travée.

Le prix de ce garde-corps est ressorti à 7 fr. 70 par mètre courant.

Il est impossible de faire quelque chose de plus léger et d'arriver à une dépense plus faible.

2° **Pont de Fium'alto.** — Les figures 4, 5, 6 de la planche XII représentent un autre pont d'une seule arche, dans lequel on a évité toute dépense de luxe. C'est le pont construit par M. l'ingénieur Doniol sur le torrent de Fium'alto pour le passage de la route nationale n° 198 (Corse).

Les dessins que nous en donnons sont empruntés à la notice de M. Doniol.

Le pont se compose d'une arche de 40 mètres d'ouverture et de 10m,50 de montée.

Les fondations, en maçonnerie hydraulique ordinaire, sont descendues à 2m,55 en contre-bas de l'étiage, et présentent un empatement total de 1 mètre, car on n'était pas assuré de la parfaite solidité du rocher schisteux dont les fentes ont été remplies avec du béton.

Le travail étant éloigné de tout centre de population, dans un site fort insalubre, comme en outre on ne disposait que d'ouvriers inexpérimentés, on résolut d'exécuter la voûte uniquement en moellon et mortier de ciment.

Pour parer à ce que la construction pourrait avoir de défectueux, on adopta pour l'épaisseur à la clef $1^m,76$ et aux naissances $2^m,76$, et de plus, on chercha à réduire le plus possible le rayon de l'intrados à la clef, ce à quoi on arriva au moyen d'une anse de panier très-voisine de l'arc de cercle.

Cette anse de panier est à trois centres et ses rayons sont égaux à 5 mètres et $28^m,269$. Elle n'est pas gracieuse, mais elle satisfait au but proposé.

Remarquez en effet qu'une voûte de cette nature, exécutée par rouleaux, avec des pierres à épaisseur constante et non appareillées en voussoirs, peut se trouver dans une position fâcheuse. Si elle vient à s'ouvrir à l'intrados à la clef, les moellons de la clef sont susceptibles de se détacher et de tomber; ceci serait surtout à craindre avec un grand rayon à la clef et avec du mortier ordinaire. L'adhérence du mortier de ciment conjure en grande partie le mal.

Toute la voûte du pont qui nous occupe a été exécutée en maçonnerie à mortier de ciment, composé de 1 volume de ciment de la Méditerranée pour 1 volume sable de mer ni lavé ni tamisé.

Le reste de la maçonnerie est fait avec un mortier composé de $0^{mc},90$ de sable pour 340 kilogrammes de chaux fournie éteinte et blutée en sacs par la maison Lafarge du Theil.

L'épaisseur de la culée est de 9 mètres au niveau des naissances.

Le parement vu de la voûte est formé de grosses pierres ayant au moins $0^m,10$ de découpe d'un joint à l'autre.

Des fissures, dit M. Doniol, se manifestèrent pendant la construction, au moment où la voûte se trouvait bâtie jusqu'au point où le rayon vecteur de la courbe d'intrados fait avec la verticale un angle de 35°.

La largeur de ces fissures à l'extrados, qui était d'environ $0^m,007$ au début, a atteint rapidement $0^m,012$ à $0^m,015$. Elles suivaient les joints des voussoirs et se montraient également sur les têtes en maçonnerie ordinaire hydraulique. Il n'y eut aucune espèce de rupture de pierre sur les parements d'amont; mais, sur la tête d'aval, le voussoir contigu à la fissure était épaufré à l'intrados; on a reconnu après le décintrement qu'il ne s'était produit aucune fissure sur le parement vu de douelle.

Il paraît certain que ces fissures ont été causées par un tassement vertical du cintre. En effet, bien qu'on eût chargé fortement le sommet de la charpente avec des moellons, les reins tendaient à descendre sous le poids des maçonneries, les massifs de culée ne pouvaient pas céder; il devait donc se manifester un mouvement de rotation autour d'un certain point de l'intrados : comme le mortier durcit rapidement, cette rotation devait amener des fissures.

Il est difficile d'éviter un mouvement de ce genre auprès des naissances des grandes arches; nous pensons qu'on aurait pu l'atténuer si l'on avait augmenté l'équarrissage des vaux, exécuté avec plus de précision les assemblages des bois et diminué l'écartement des deux fermes extrêmes. Les supports du cintre n'avaient pas bougé; ils consistaient en pieux de 8 mètres de longueur, dont le battage avait été assez pénible.

Du mortier gâché clair fut injecté dans les fissures et l'on continua la construction de la voûte, mais en n'établissant qu'un premier rouleau, c'est-à-dire en ne bâtissant sur le cintre qu'une première zone de voûte d'une épaisseur

moyenne d'un mètre, terminée irrégulièrement de manière à constituer des arrachements assez prononcés pour permettre ultérieurement la construction d'un second rouleau en bonne liaison. Ce système de construction d'une voûte épaisse en deux rouleaux soulage beaucoup le cintre qui n'a à porter que le premier rouleau jusqu'à son clavage; le durcissement des mortiers de ciment est assez prompt pour que ce premier rouleau ait fait prise au moment où l'on maçonne le second et fournisse pour ce dernier une espèce de cintre en maçonnerie parfaitement rigide.

Lors du clavage du premier rouleau, le tassement sur cintres était de $0^m,12$.

La voûte entière étant terminée le 11 juillet, on quitta le travail à cause de la malaria et on revint procéder au décintrement le 16 septembre, c'est-à-dire au bout de deux mois, après un durcissement complet des mortiers.

Le décintrement fut opéré avec des boîtes à sable; en calculant d'une part les abaissements théoriques d'après les volumes de sable qui s'écoulent, et mesurant d'autre part les abaissements réels du cintre, on reconnaît qu'au commencement de l'opération l'écoulement paraît avoir principalement pour effet de diminuer la compression du sable dans les boîtes et d'affranchir certains bois des efforts auxquels ils se trouvaient soumis.

Aucun tassement appréciable n'eut lieu, pendant le décintrement, et depuis lors il ne s'est manifesté ni mouvement ni fissure.

Lorsqu'on revint l'année suivante pour établir la superstructure, on reconnut que des infiltrations d'eau fort abondantes s'étaient produites à travers la voûte, sans que celle-ci parût en souffrir. On s'empressa néanmoins d'exécuter une chape en mortier hydraulique de $0^m,10$ d'épaisseur, et on recouvrit cette chape avec des plaquettes de schiste formant une manière de toit.

Il a été consommé 200 kilogrammes de ciment de la Méditerranée par mètre cube de maçonnerie ordinaire de gros moellons.

3° Pont de Grosvenor, à Chester. — Les figures 1, 2, 3 de la planche XII représentent le pont de Grosvenor, sur la Dee, à Chester, construit de 1825 à 1834.

Ce pont comprend une seule arche en arc de cercle de 61 mètres d'ouverture, surbaissée au $\frac{1}{5}$; sa flèche est donc $12^m,81$ et son rayon $42^m,90$.

L'épaisseur de la voûte est $1^m,22$ à la clef et $1^m,83$ aux naissances; mais d'après la manière dont les assises des culées sont disposées, la voûte peut être considérée comme se continuant au-dessous des naissances jusqu'au niveau des fondations.

Celles-ci sont établies sur le rocher, excepté la partie extrême de la culée du nord, du côté de la ville, où le rocher disparaît presque subitement et où l'on a dû construire sur pilotis.

Le cintre de cette grande arche était composé de six fermes; chacune d'elles s'appuyait sur les culées et sur quatre piles en pierre, bâties dans le lit de la rivière à des intervalles presque égaux. Sur ces piles étaient établis des sabots en fonte, d'où rayonnaient vers la douelle des chandelles en sapin, liées ensemble à leur partie supérieure par deux épaisseurs de bordage de $0^m,10$ chacune suivant la courbe de l'intrados. Sur les fermes ainsi formées s'appuyaient des couchis de $0^m,11$ d'épaisseur qui reposaient sur elles par l'intermédiaire de deux coins de calage de $0^m,40$ de long sur $0^m,25$ à $0^m,30$ de large; ainsi, chaque assise de voussoirs était supportée par six paires de coins. Les moises horizontales avaient $0^m,53$ d'équarrissage et les six fermes étaient liées entre elles par des boulons en fer.

Ce cintre en sapin était presque uniquement formé de pièces entières de 6m,70 à 11 mètres de longueur, qui n'ont pas été percées de plus d'un trou de boulon chacune; de sorte qu'après l'achèvement du pont, les matériaux se sont trouvés parfaitement sains et ont pu être immédiatement réemployés dans de grands travaux qui s'exécutaient dans le voisinage.

Indépendamment de l'économie, on avait pour objet, en adoptant des dispositions aussi différentes de celles qui sont usitées ordinairement, d'éviter aux bois tout effort de flexion et de les faire partout travailler à la compression. — L'auteur du projet, en plaçant les coins de serrage au sommet et non au bas du cintre et se réservant la faculté de les manier à tout moment, se proposait, suivant les symptômes apparents dans les différentes parties de la voûte, pendant son exécution et pendant le décintrement, de pouvoir modifier son état d'équilibre. Le décintrement eut lieu du reste peu après l'achèvement des maçonneries quand les mortiers étaient encore mous; il fut conduit très-lentement, en décalant peu à peu, puis laissant aux joints le temps de s'accommoder pour ainsi dire à leur nouvelle position, ayant soin de tenir toujours la clef haute et les reins bas. On assure qu'un autre avantage est résulté de cette disposition du cintre, c'est qu'on a pu construire la moitié de l'arche avant qu'il fût achevé. Le décintrement terminé, la clef avait baissé seulement de 0m,063 à 0m,067, sans qu'aucun dérangement sensible se fût produit dans l'ensemble des maçonneries. Pour régulariser le mouvement des reins au décintrement, on avait introduit entre les voussoirs des coins en plomb, destinés à favoriser une égale répartition des pressions.

Pour poser les clefs, d'épaisses feuilles de plomb furent placées le long des contre-clefs; la clef elle-même fut garnie d'une forte couche d'un mastic de céruse et d'huile et descendue à l'aide d'une petite sonnette.

Ces précautions eurent un succès complet et on n'aperçoit dans cette immense voûte aucune trace de lézarde ni d'épaufrure.

Les parements des culées jusqu'aux naissances et les deux premières assises de voussoirs sont en granit; les clefs, les contre-clefs et les têtes sont en marbre d'Anglesea et le reste de l'ouvrage est en grès rouge du pays.

(Les renseignements qui précèdent sont extraits de la notice jointe à la collection des dessins de l'école des ponts et chaussées.)

4. Pont aux Doubles, à Paris. — Le pont aux Doubles est établi à Paris sur le petit bras de la Seine, en face de l'île de la Cité.

La nécessité du raccordement avec les chaussées aux abords et l'obligation de ne point gêner la navigation conduisirent à adopter pour ce pont une seule arche de 31 mètres d'ouverture en arc de cercle surbaissé au dixième, avec une épaisseur à la clef de 1m,20.

Comme les ponts aussi surbaissés donnent lieu à des tassements considérables (0m,20 à 0m,25) lorsqu'on les exécute avec du mortier hydraulique ordinaire, on résolut d'employer la meulière et le ciment de Vassy; avec ces éléments, on obtient une maçonnerie homogène, atteignant rapidement une grande dureté, ce qui permettait d'espérer un tassement presque nul au décintrement et, par suite, une répartition moins inégale des pressions.

Une partie des anciennes culées fut conservée et leur épaisseur fut portée à 14 mètres, au moyen de maçonnerie en moellon calcaire et mortier hydraulique ordinaire additionné de 50 kilogrammes de ciment par mètre cube.

Après l'achèvement des culées, on commença à monter le cintre et l'on profita de la présence de la pile de l'ancien pont pour obtenir un point d'appui in-

variable et augmenter ainsi la rigidité de la charpente. Un platelage continu fut établi sur les couchis pour faciliter la pose des meulières et empêcher la perte du mortier de ciment.

Lorsqu'on établit les voûtes en pierre de taille, on place d'abord les voussoirs les plus rapprochés des culées et l'on continue en s'avançant vers la clef. Les cintres, quelle que soit leur solidité, cèdent toujours sous le poids de la maçonnerie et les joints près des piles s'ouvrent d'une manière sensible.

Pour éviter cet inconvénient et obtenir des maçonneries parfaitement pleines et homogènes, on divisa la voûte du pont aux Doubles en quatre grands voussoirs indépendants, séparés par cinq intervalles vides, dont deux aux naissances, un à la clef et deux intermédiaires, dans lesquels on plaça des cadres en charpente, ayant la forme de voussoirs de 1 mètre d'épaisseur.

Les quatre grandes parties de voûte une fois terminées, on enleva en même temps les cadres en charpente et l'on remplit de maçonnerie les espaces laissés vides.

La voûte fut complétement terminée en vingt-trois jours.

Elle resta cinq mois sur cintres, pour donner le temps de durcir aux maçonneries des culées dans lesquelles on n'avait pas employé des mortiers de ciment.

Au décintrement, fait au printemps de 1848, la clef ne s'abaissa que de 15 millimètres, et l'examen le plus attentif ne put faire découvrir aucune fissure dans les joints de rupture. Mais, au mois de décembre suivant, ces joints s'ouvrirent sensiblement sous l'action du froid, qui, en contractant les matériaux avait produit un nouvel abaissement de la clef. A ce sujet, on rappellera que, dans les épreuves faites à Vassy sur un arceau de 1^{m},50 de largeur, exposé en rase campagne, à toute l'ardeur des rayons solaires, on a constaté que, de quatre heures du matin à deux heures de l'après-midi, la clef se relevait de 1 millimètre et demi pour une différence de température de 30 degrés.

Ces renseignements sont aussi extraits de la notice jointe à la collection des dessins de l'école des ponts et chaussées.

5. Ponts en briques de la Scrivia. — Les ponts construits sur la Scrivia pour le passage du chemin de fer de Turin à Gênes sont formées de grandes arches de 40 mètres d'ouverture.

Elles sont construites avec des briques fabriquées sur place avec une terre choisie et manipulée avec soin; la résistance moyenne de ces briques à l'écrasement était de 54^{kg},79 par centimètre carré; la pression à la clef devait atteindre 12^{kg},51 par centimètre carré.

Avant la construction, on chargea les cintres de tous les matériaux qui devaient composer la voûte et on obtint ainsi un abaissement de 0^{m},18 au sommet.

La voûte de Maretta ne fut décintrée que quatre mois après son clavage, et dans cette opération la clef ne s'abaissa que de 0^{m},015.

Deux autres voûtes en briques de 40 mètres d'ouverture, décintrées l'une un mois, l'autre deux mois après le clavage, s'abaissèrent, la première de 0^{m},035 et la seconde 0^{m},050.

Pour la voûte de Prarolo, identique à celle de Maretta, on ne craignit pas de décintrer immédiatement après le clavage; l'abaissement fut de 0,08 à la clef et donna lieu à une déformation très-régulière.

6. Pont de Saint-Sauveur. — Le pont Napoléon, construit pour le passage de la route nationale n° 21 sur le Gave de Pau à Saint-Sauveur (Hautes-Pyrénées) est formé d'une seule arche en plein cintre de 42 mètres d'ouverture. La longueur du pont entre les dés est de 66^{m},20, sa largeur entre les faces extérieures

de l'ouvrage est de $4^m,90$. La voie charretière a $4^m,50$ de largeur ; elle est comprise entre deux trottoirs de $0^m,85$ placés en grande partie en encorbellement et soutenus par des consoles. Une balustrade en fonte couronne le pont. Figures 1, 2, 3, planche XIII.

La voûte repose directement sur le rocher. La première assise de la maçonnerie est située à 40 mètres au-dessus des basses eaux du Gave ; la chaussée est à $65^m,50$ au-dessus du même plan de comparaison. Les bandeaux des têtes sont en pierre de taille. La portion de la voûte comprise entre les têtes est construite en maçonnerie de moellons bruts schisteux et mortier de ciment de Vassy. L'épaisseur de la voûte à la clef est de $1^m,45$. Les tympans sont construits en maçonnerie à joints incertains ; ils sont formés de moellons calcaires reliés par un mortier de chaux grasse, additionné d'un dixième de son volume de ciment de Vassy.

Les bandeaux des têtes ont été posées du 15 octobre au 1er novembre 1860 ; la maçonnerie de moellons schisteux, pour la partie de la voûte comprise entre les bandeaux et les tympans jusqu'au niveau du joint à 60° a été faite du 5 au 16 novembre ; on a décintré la voûte le 16 décembre. Le décintrement a été fait à l'aide de verrins. Le tassement observé à l'aide de deux règles parallèles, dont l'une était fixe et l'autre attachée à la clef de la voûte, a été inférieur à $0^m,005$.

Ces renseignements sont extraits de la notice publiée par le ministère des travaux publics pour l'exposition universelle de 1867 (MM. les ingénieurs Schérer, Marx et Bruniquel).

Du pont de Saint-Sauveur, il faut rapprocher le pont des Têtes, qui réunit la place de Briançon à ses forts en traversant une gorge profonde au fond de laquelle coule la Durance. Cet édifice a été bâti en 1732 par Henriana, ingénieur militaire.

L'arche est décrite par un arc de cercle très-voisin du plein cintre ; son ouverture est de 38 mètres ; la largeur de la voûte au sommet est de $4^m,87$, mais le pont s'élargit vers les entrées. On a eu soin de donner aux têtes un talus considérable.

Cette disposition, imaginée pour assurer la stabilité de l'édifice, n'a guère été imitée depuis ; elle constitue une grave sujétion et n'est pas économique puisqu'on est forcé d'exécuter une grande surface de douelle pour n'obtenir qu'une moindre largeur de chaussée. Mieux vaut supprimer le fruit et adopter pour largeur uniforme celle de la douelle.

2° PONTS A PLUSIEURS ARCHES

1. Ponts anciens. — Il est bon de commencer ces études par l'examen de quelques ponts anciens, dont nous avons réuni les élévations sur la planche XIII.

Un certain nombre de ces ponts présente des formes tombées en désuétude, et qui, dans certains cas, pourraient être reprises. Quelques-uns même de ces ouvrages sont de véritables monuments, qu'on a beaucoup admirés en leur temps, et qui présentent un grand intérêt au point de vue historique et au point de vue de l'art.

C'est pourquoi nous avons cru utile de les passer en revue.

Pont Fabricius, à Rome. — La figure 4 de la planche XIII représente le

pont Fabricius construit à Rome sur un bras du Tibre. Il a été réparé en 1680 par le pape Innocent XI. Il est formé de deux arches de 25m,33 d'ouverture; on a pratiqué dans la pile qui les sépare un passage accompagné de pilastres. La largeur d'une tête à l'autre est de 15,6 mètres.

On prétend que ce pont était établi sur un mauvais terrain, et que, pour le consolider on l'a fondé sur un massif d'enrochements composés d'arcs droits et d'arcs renversés appareillés avec soin en pierres de taille.

Pont d'Avignon. — Le pont d'Avignon a été construit vers 1180, par les frères du Pont, à l'occasion d'un miracle opéré par saint Bénézet. Il se composait de 12 arches d'environ 33 mètres d'ouverture et sa longueur totale était de près de 900 mètres. Il n'en reste plus que des débris. Le pont se terminait de chaque côté par deux tours bâties à ses extrémités. La largeur n'était pas de 4 mètres entre les parapets qui n'ont que 32 centimètres d'épaisseur. Il ne devait guère servir au passage des voitures, et en effet, à cette époque les transports se faisaient surtout avec des bêtes de somme. Figure 5, planche XIII.

Pont Janicule. — Ce pont représenté par la figure 6 de la planche XIII, un des premiers bâtis de Rome, a été plusieurs fois renversé. Sixte IV le fit relever en 1478. Il est composé de trois arches de 25,4 mètres d'ouverture. Le savant et arrière-becs à profil triangulaire n'occupent point toute la largeur des piles. La largeur du pont est de 23m,40.

Pont de Civita Castellana. — Ce pont est construit en brique, pierre et marbre. Il est composé de trois arches ; celle du milieu a 22m,7 d'ouverture et les deux autres 15,3 mètres. Sa largeur entre les têtes est de 10m,4.

Ce qu'il présente de remarquable, ce sont ses avant-becs triangulaires moins larges que les piles et les évidements ovales ménagés dans les tympans.

L'aspect de cet ouvrage est assez satisfaisant. Figure 7, planche XIII.

Pont de la Trinité, à Florence. — L'ancien pont de la Trinité, à Florence, reconstruit en 1274, fut emporté par la grande inondation du 13 septembre 1557, qui s'éleva à 9m,40 au-dessus de l'étiage actuel de l'Arno, c'est-à-dire à la hauteur des parapets du nouveau pont. Celui-ci fut reconstruit par le célèbre architecte et sculpteur Bartolomeo Ammanati, l'auteur de la cour du palais Pitti à Florence. Il fut commencé le 1er mars 1566 et le grand duc Cosme de Médicis y passa pour la première fois le 15 avril 1569.

M. l'ingénieur Malibran a relevé exactement les dimensions de cet ouvrage ; il s'est préoccupé surtout de la forme toute particulière que présente l'intrados des arches ; il s'est assuré que ces courbes très-surbaissées, offrant à la clef un angle bien marqué, mais dissimulé en partie par les cartouches en marbre blanc, n'étaient ni des paraboles ni des ellipses. Ce sont des anses de panier, qui paraissent tracées au hasard par la fantaisie de l'artiste. Figure 2, planche XIV.

Ce pont a semblé d'une telle hardiesse aux Florentins que pendant longtemps on ne laissait pas plusieurs voitures s'y engager à la fois; quand la Toscane fut occupée par les Français, ceux-ci rendirent la circulation parfaitement libre sur le pont de la Trinité, et il n'en résulta aucun inconvénient.

Le luxe de cette construction est fort bien ordonné, les archivoltes et la plinthe sont couvertes de riches moulures ; il en est de même des panneaux triangulaires et rectangulaires qui ornent les tympans et les piles (Reynaud).

Pont de Pontecorvo, figure 8 planche XIII. — Cet édifice fut construit sur le torrent de la Melza, près d'Aquino, par Stephano del Piombino.

Comme on craignait qu'un pont droit ne pût résister à la violence des eaux, on résolut de l'établir sur plan circulaire; en effet, son axe est un arc de cercle de

176 mètres de rayon, dont le sommet est opposé à l'action du courant.

Le pont est établi sur un radier général en enrochements dont la surface est placée à 2 mètres environ sous les eaux moyennes. Les têtes de ce radier sont en gros blocs de pierres cramponnés et défendus en aval par plusieurs files de pieux.

La base des piles est formée par quatre assises, composées de pierres de 4 à 5 mètres de longueur, également cramponnées et présentant de larges retraites.

Il y a sept arches dont l'ouverture varie de 22ᵐ,7 à 28ᵐ,6 ; la largeur entre les têtes est de 13ᵐ,6 et l'épaisseur des piles varie de 3ᵐ,25 à 3ᵐ,9.

Comme le torrent était à sec pendant une partie de l'année, on put construire le radier avec le plus grand soin.

C'est à ce radier seul et non pas à la forme spéciale de l'ouvrage qu'il faut attribuer sa solidité.

La forme curviligne est plutôt nuisible parce que les piles se présentent obliquement au courant qui les choque et qui pourrait les affouiller.

On a renoncé à peu près complètement à l'établissement de ponts courbes; cependant, on a établi sur plan curviligne quelques viaducs de chemin de fer. En général, on évite de le faire, et à moins que la longueur du pont ne soit très-grande, on préfère lui donner plus de largeur et le faire droit bien qu'il supporte une voie ferrée courbe.

Pont de marbre, à Florence. — Le pont de marbre, à Florence, comme le pont du Rialto, à Venise, a été construit par Michel-Ange.

Ce pont est composé d'une seule arche en arc de cercle de 42ᵐ,23 d'ouverture et de 9ᵐ,1 de flèche. Sa largeur est de 11 mètres.

L'épaisseur à la clef est de 1ᵐ,62 ; la corniche a été taillée dans les voussoirs après le décintrement ; les voussoirs sont formés avec de longs blocs de marbre. Le parapet du pont est formé avec des balustres.

Il résulte de cette disposition une apparence saisissante de légèreté et de hardiesse.

On pourrait l'appliquer quelquefois, même à l'époque actuelle; lorsqu'on manque de hauteur, on pourrait ainsi gagner quelque chose en taillant une partie de la plinthe dans les voussoirs.

Pont Saint-Ange, à Rome, figure 1, planche XIV. — Ce monument magnifique, dit Gauthey, qui portait autrefois le nom de pont Œlius, fut construit l'an 138 par Adrien, vis-à-vis le superbe tombeau qu'il s'était fait élever. Les piles étaient surmontées de huit colonnes colossales portant des statues de bronze; ces colonnes furent détruites pendant les troubles de l'Italie; et une grande foule, occasionnée par une procession de jubilé, ayant fait tomber les parapets dans le Tibre, le pape Clément IX les fit relever en 1668 sur les dessins du Bernin.

Ils furent alors décorés de piédestaux de marbre blanc portant dix statues colossales d'anges.

Les arches en plein cintre de 7ᵐ,75 à 19ᵐ,5 d'ouverture sont décorées d'archivoltes ; elles forment un débouché de 113 mètres de longueur. La largeur du pont Saint-Ange est de 15ᵐ,5.

Il est certain qu'avec une épaisseur réduite pour ses piles, cet ouvrage produirait un excellent effet.

Au sujet des statues qui surmontent les pilastres élevés au-dessus des piles, il y a à faire une remarque importante :

C'est une idée naturelle et logique d'indiquer les axes des piles par des orne-

ments spéciaux, des statues par exemple, placés au-dessus d'eux. Mais, on peut se demander quelle dimension il convient d'adopter pour ces statues relativement aux dimensions du pont. Cette dimension dépend évidemment du point où se place le spectateur.

Si le spectateur est sur le quai, à une certaine distance du pont, il faudra donner aux statues de grandes proportions afin qu'elles ne paraissent point grêles.

Au contraire, si le spectateur est sur le pont même, il faut lui mettre sous les yeux des proportions ordinaires; des statues colossales produiraient alors un mauvais effet.

En somme, le point de vue le plus ordinaire est sur le pont même, et il ne faut point adopter pour les statues des proportions colossales.

Celles du pont Saint-Ange sont bien conçues ; quant à celles qu'on avait placées sur les piles du pont de la Concorde elles étaient beaucoup trop fortes, il a fallu les enlever et les placer dans la grande cour du palais de Versailles.

Pont couvert à Florence, sur l'Arno, figure 3, planche XIV. — Le pont couvert établi à Florence sur l'Arno, est formé de trois arches en arc de cercle surbaissé ; celle du milieu a $29^{m},9$ d'ouverture et celles extrêmes ont $29^{m},56$.

Les piles triangulaires sont élevées jusqu'au-dessous de la plinthe. Sur ce pont sont établis des piliers carrés qui supportent des arcades en plein cintre.

Cet ouvrage, dit Gauthey, est un des premiers ponts modernes où l'on ait employé pour la forme des arches un arc de cercle dont les naissances sont placées près du niveau des hautes eaux. Il a servi de modèle, ainsi que le pont de la Boucherie à Nuremberg, à ceux qui ont été élevés en France, sur la fin du siècle dernier.

L'épaisseur des voûtes à la clef est de $1^{m},60$.

Les joints des voussoirs se prolongent sur tous les tympans jusqu'à la rencontre de la plinthe ; il n'y a plus de distinction entre la voûte proprement dite et le remplissage.

Pont-Royal, à Paris. — Il est composé de cinq arches en anse de panier de 21 mètres (arches de rive) à $23^{m},5$ d'ouverture ; sa largeur est de 17 mètres. Figure 4, planche XIV.

On voit sur la coupe AB que les demi-arches de rive sont remplacées par des pans coupés verticaux, de sorte que le pont s'évase à chaque extrémité, ce qui facilite singulièrement le débouché et la circulation des voitures.

Les voussoirs sont appareillés par redans.

Le pont des Tuileries, ou pont Royal, occupe l'emplacement de deux anciens ponts de bois successivement emportés. Les dessins en ont été donnés par Jules Hardouin Mansart, et la construction a été dirigée par Gabriel. La fondation de la première pile du côté des Tuileries ayant présenté quelque difficulté, on appela de Maestricht le frère Romain.

Celui-ci dragua l'emplacement de la pile, y échoua un grand bateau rempli de matériaux et l'entoura de pieux battus sous l'eau ; on coula ensuite à l'intérieur une crèche en charpente dont les parois étaient bordés par des assises de grosses pierres cramponnées les unes aux autres ; puis on remplit le vide avec des moellons et du mortier de pouzzolane, que l'on employa pour la première fois à Paris.

Sur cette fondation, on éleva un massif plus pesant que celui qui devait exister plus tard ; on détermina ainsi un tassement de 27 millimètres ; au bout de quelques mois on démolit le massif et on établit sans danger la pile et les voûtes.

Les piles à section triangulaire sont assez élégantes et présentent une épaisseur raisonnable.

Pont de Mantes sur la Seine. — L'ancien pont de Mantes, figure 5, planche XIV, détruit pendant la dernière guerre, a été construit sur les projets de Hupeau et sous la direction de Perronet. Commencé en 1757, il ne fut terminé qu'en 1765.

Il comprenait trois arches en anse de panier, celle du milieu de 39 mètres d'ouverture et les deux autres de $31^m,5$. Les naissances étaient établies à 1 mètre au-dessous de l'étiage et la plate-forme des fondations à 2 mètres.

On commença, dit Gauthey, la construction des voûtes de ce pont par celle de l'une des arches collatérales, et cette voûte était presque entièrement terminée lorsqu'il n'y avait encore que dix cours de voussoirs posés à l'arche du milieu. L'inégalité de poussée qui en résulta sur la pile intermédiaire, lui occasionna un mouvement de translation dans le sens horizontal. Il paraît que les pieux prirent une légère inclinaison, et quoique l'on fît sur-le-champ travailler à la grande arche, où l'on posa des voussoirs avec la plus grande célérité possible, le mouvement ne s'arrêta qu'après que la pile eut été transportée de 122 millimètres. On continua d'élever la grande arche et, pour prévenir l'effet de la poussée sur l'autre pile, on eut soin de maintenir l'écartement du cintre par des tirants composés de pièces assemblées à trait de Jupiter. Cette précaution réussit parfaitement; et, après la pose des clefs, la première pile fut reportée de 60 millimètres vers son premier emplacement.

Les blocs de pierre employés à la construction de ce pont ont quelquefois des dimensions énormes, et l'enchevêtrement en est bien combiné On conçoit sans peine que dans de pareilles maçonneries la question du mortier était insignifiante, et que la construction eût été stable, même exécutée à pierres sèches.

La corniche était des plus vigoureuses, formée d'un gros boudin saillant et produisait un bon effet; c'est souvent par la maigreur des moulures que pèchent les ponts modernes.

Pont de Neuilly sur la Seine. — Le pont de Neuilly, construit sur les projets de Perronet, est représenté par la figure 6 de la planche XIV. Les travaux en furent conduits par Perronet et par Chézy.

Il se compose de cinq arches en anse de panier, surbaissées au quart de 39 mètres d'ouverture, dont la naissance est placée au niveau des plus basses eaux.

Entre le sommet de l'intrados et le niveau des plus hautes eaux, il reste une hauteur libre de $2^m,27$.

L'épaisseur des piles est de $4^m,22$. Leur profil est légèrement renflé à la partie médiane; on a voulu leur donner du galbe comme on fait aux colonnes; mais l'exemple n'a pas été imité depuis, car cette disposition est d'un effet médiocre, et elle n'est pas souvent visible puisque les eaux ne se tiennent pas longtemps à l'étiage dans le cours d'une année.

Les avant et arrière becs sont élevés sur plan demi-circulaire; la forme triangulaire des piles semble dès lors abandonnée.

Les culées ont $10^m,80$ d'épaisseur et se prolongent par des voûtes de halage en plein cintre de $4^m,55$ d'ouverture.

Les chemins de halage sont revêtus de perrés jusqu'à une grande distance, afin de diriger les eaux et de les empêcher d'attaquer les maçonneries; pour la même raison, les terres des rampes d'accès sont soutenues par des murs.

Le profil en travers du pont se compose de

Une chaussée de.	9^m,42
Deux trottoirs de 2^m,03.	4^m,06
Total. . . .	13^m,48

plus 0^m,67 de chaque côté pour la saillie de la plinthe, ce qui fait en tout 14^m,62 pour la largeur entre les têtes.

Les voûtes du pont sont raccordées par des cornes de vache avec les têtes; l'intrados sur les têtes est, comme le montre la figure, un arc de cercle qui n'est autre que le prolongement de l'arc au sommet des anses de panier.

On comprend sans peine la génération de la corne de vache; elle est engendrée par une droite qui s'appuie sur l'anse de panier et sur la ligne formée par l'arc de tête et par le profil de la pile. Pour déterminer complétement la surface, on peut se donner comme condition que les épaisseurs des voussoirs soient les mêmes sur la tête et sur l'anse de panier.

Quoi qu'il en soit, cette disposition, dont l'effet n'est pas mauvais au point de vue architectural, est absolument insignifiante en pratique surtout pour des arches de grande ouverture.

Quel résultat amène-t-elle? Augmente-t-elle la section d'écoulement? Non. Elle facilite seulement l'écoulement des eaux en formant une sorte d'entonnoir à l'avant de l'anse de panier.

Nous ne pensons pas que ce mince avantage puisse être mis en balance avec la grave sujétion qu'entraîne l'exécution de la corne de vache.

Si vous avez besoin d'un vaste débouché, adoptez franchement une arche en arc de cercle, et non point cette forme bâtarde qui n'a rien pour elle que son aspect assez élégant.

Les fondations du pont de Neuilly ont été établies sur pilotis et par épuisement à 2^m,3 au-dessous de l'étiage. La largeur de l'empatement sur lequel les piles sont élevées est de 6^m,82.

Tous les parements de l'ouvrage sont construits avec d'énormes pierres de taille, et les massifs de toutes les parties de la construction ont été remplis en libages jusqu'à 8 mètres au-dessus de l'étiage.

Pont de Pont-Sainte-Maxence sur l'Oise. — Le pont de Pont-Sainte-Maxence sur l'Oise, figure 9, planche XIII, a été construit aussi sur les dessins de Perronet de 1774 à 1784.

Il comprend trois arches en arc de cercle de 23^m,39 d'ouverture et de 1^m,95 de flèche. C'est donc un surbaissement considérable.

Ses piles ont une épaisseur de 2^m,92 et ses culées de 5^m,85. Elles sont en outre contre-butées à l'arrière par trois murs de même longueur et de 1^m,95 de large.

La hauteur des pieds-droits des piles est de 5^m,85, et ils reposent sur des assises en retraite formant une saillie totale de 1^m,95. La plate-forme de fondation est établie à 2^m,6 au-dessous de l'étiage.

L'épaisseur des voûtes au sommet est de 1^m,46, et la largeur entre les têtes de 12^m,67.

Les piles, dit Gauthey, ne présentent point une masse pleine comme il est d'usage. Elles sont composées, ainsi que les demi-piles attenantes aux culées de deux groupes de colonnes, qui laissent entre eux un intervalle de 2^m,92. Le bas de cet intervalle est formé en arc renversés, et le haut est couvert par une lunette qui pénètre les voûtes des deux arches voisines.

On a employé beaucoup de fer dans la construction de ce pont, quoiqu'on eût d'abord formé le projet de n'en point mettre.

Cette forme, donnée aux piles, est sans doute d'une certaine élégance, et ferait un bon effet si l'on devait apercevoir un pont à une certaine distance et sous une obliquité marquée. Nous croyons que, dans le cas actuel, on a compliqué inutilement la construction sans ajouter beaucoup à la légèreté de l'édifice.

Pont de la Concorde, à Paris. — Tout le monde connait le pont de la Concorde qui réunit la place du même nom à la rive gauche de la Seine et dans l'axe duquel est placé le palais du corps Législatif.

Ce pont, figure 10, planche XIII, construit par Perronet a été commencé en 1787 et terminé en 1791.

Il comprend cinq arches en arc de cercle de 23m,4, 26 mètres et 28m,6 d'ouverture et dont les flèches ont 1m,95, 2m,26 et 2m,99.

Ce sont donc, comme les précédents, des arcs très-surbaissés, et dont la hardiesse n'a guère été dépassée de nos jours.

L'épaisseur des piles est de 2m.92. Les avant et arrière becs sont formés de colonnes cylindriques, d'un diamètre précisément égal à 2m,92, élevées jusqu'au niveau de la plinthe, et pénétrant dont le plan des têtes des trois quarts seulement de leur rayon.

La partie supérieure de ces colonnes est ornée de moulures formant un maigre chapiteau, supportant une table carrée dont la corniche du pont avec ses modillons suit le contour.

L'entablement est assez énergiquement accusé. Le parapet qui le surmonte est interrompu par de gros dés en pierres de taille placés à l'aplomb des piles, et par d'autres dés plus petits; ce parapet est formé de balustres supportant une tablette en pierre de taille.

Les culées ont 15m,6 d'épaisseur.

La largeur du pont entre les têtes est de 15m,6 dont 2m,44 pour chaque trottoir.

L'épaisseur à la clef est de 0m,97, 1m,06 et 1m,14; sur laquelle épaisseur 0m,27 sont compris dans l'architrave qui supporte les modillons. Nous avons déjà rencontré cette disposition plus accentuée dans le pont de marbre de Florence.

Les piles et culées reposent sur un empatement faisant saillie de 1m,95 et la plate-forme de fondation est placée à 1m,62 au-dessous de l'étiage.

Sur la table carrée qui termine les colonnes des piles, on avait placé, comme nous l'avons dit en parlant du pont de la Trinité, des statues colossales qui depuis ont été transportées dans la cour du palais de Versailles.

Ces statues étaient de proportions beaucoup trop grandes, puisqu'elles étaient destinées à être vues par les personnes traversant le pont; elles produisaient un très-médiocre effet. On les a enlevées et elles n'on pas été remplacées.

Les dessins que nous venons de donner sont extraits du recueil de Gauthey (édition de 1809); ce recueil en renferme beaucoup d'autres encore, mais nous avons choisi les principaux et les plus connus, il y en a du reste un grand nombre de construits sur des modèles presque identiques.

Ces vieux monuments présentent un grand intérêt, et leur étude préliminaire est indispensable dans un traité de ponts.

2° **Pont d'Iéna.** — C'est par le pont d'Iéna que nous commencerons l'étude des ponts construits au dix-neuvième siècle.

Le pont d Iéna (planche 1, figure XV) est situé à Paris, sur la Seine, dans l'axe du champ de Mars.

Entrepris en vertu d'une loi du 27 mars 1806, il devait s'appeler d'abord pont du Champ-de-Mars, mais un décret, rendu à Varsovie le 13 janvier 1807, décida qu'il porterait le nom d'Iéna, en souvenir de la victoire remportée par les Français le 14 octobre 1806 sur les armées russe et prussienne.

Le pont d'Iéna a été construit par M. l'ingénieur Lamandé; nous empruntons à la notice de M. Féline Romany les renseignements suivants sur ce travail.

Le pont d'Iéna est composé de cinq arches en arc de cercle ayant chacune 28 mètres de corde sur 3m,30 de flèche. Ces arcs avaient été primitivement projetés en fonte comme ceux du pont d'Austerlitz, mais un décret en date du 27 juillet 1808 a ordonné leur construction en pierre.

Leurs naissances sont à 6m,13 au-dessus de l'étiage et leur épaisseur à la clef est de 1m,44 Elles reposent sur quatre piles et deux culées. L'épaisseur des piles est de 3 mètres et celles des culées de 15 mètres. Ces dernières sont fondées sur pilotis; celle de rive gauche a été construite dans un caisson échoué sur les pieux recépés, et celle de rive droite sur des racinaux et une plate-forme établie à 0m,44 au-dessous de l'étiage.

La première pile, rive gauche, a été fondée sur pilotis, grillage et plate-forme, et les trois autres ont été construites dans un caisson échoué sur des pieux. Ces piles sont terminées par des avants et arrière becs circulaires.

Les voûtes sont couronnées sur chaque tête par une corniche de 0m,90 de hauteur composée d'une cimaise, d'un larmier et de modillons.

La distance entre les têtes est de 14 mètres, elles sont couronnées par deux parapets de 0m,95 de hauteur sur 0m,50 d'épaisseur laissant entre eux un espace de 13m,70 dont 8m,70 réservés pour la chaussée et 5 mètres pour les trottoirs. Aux extrémités de ces parapets sont quatre piédestaux portant des statues équestres.

Les travaux, commencés dès 1806, étaient à peine terminés à la chute de l'empire en 1814.

Un rapport que nous avons retrouvé nous fait connaître que les voûtes avaient été commencées le 27 juin 1811, achevées le 17 août et décintrées le 23 septembre suivant.

Ce rapport renferme des renseignements intéressants sur les tassements qui ont été observés au commencement de l'opération du décintrement et pendant les deux années qui ont suivi, renseignements desquels il résulte :

1° Que l'on a mis deux jours à décintrer le pont, et que, pendant cette opération, il ne s'est produit aucun mouvement ni dans les piles ni dans les culées.

2° Que par l'effet du resserrement des joints, les voûtes ont suivi les cintres dans le premier moment et se sont arrêtées après un tassement de 8 à 9 centimètres.

3° Que les trois arches du milieu, décintrées les premières, ont éprouvé un tassement de 4 centimètres plus fort que celui des arcs de rive.

4° Que deux ans après la construction, sur la fin de 1813, le tassement était de 0m,15 pour les arches du milieu et de 0m,11 pour les arches de rive.

Les travaux du pont paraissent avoir été terminés à cette époque, puisque le procès-verbal de la réception définitive de la sculpture des aigles qui décoraient les tympans et qui avaient été faits sur les dessins de M. Lemot, membre de l'Institut, porte la date du 29 décembre 1813.

La dépense y compris celle relative à l'établissement des quais sur l'une et l'autre rive, et sur une longueur de près de 1,000 mètres, avait été évaluée à 6,158,728f,73; nous ne savons pas au juste à quelle chiffre elle s'est réellement élevée, mais il paraît certain que ce chiffre n'a pas été atteint, puisqu'à une

époque où le pont était achevé et les quais fort avancés, M. l'ingénieur en chef Lamandé annonçait dans un rapport, en date du 24 décembre 1812, que le montant des ouvrages exécutés s'élevait alors à 4,917,064f,86, et que celui des travaux restant à faire ne dépasserait pas 1,118,022f,38, d'où résulterait par conséquent une économie de 122,641f,49.

Il n'est pas probable que dans le cours de cette désastreuse année de 1813 qui a précédé la chute de l'empire, l'État ait pu consacrer à ces travaux une somme aussi considérable que celle qu'il fallait encore pour les achever, et il y a lieu de penser que les quais n'ont été terminés que dans les premières années de la restauration.

Les aigles des tympans ont été enlevés en 1815, et le pont lui-même, dont le nom rappelait le souvenir d'une victoire remportée sur les armées alliées, a failli être détruit par le feld-maréchal Blücher ; c'est à l'énergique résistance du roi Louis XVIII que l'on a dû la conservation de ce bel ouvrage.

En 1840, lors de la translation des cendres de l'Empereur aux Invalides, il fut question de rétablir les aigles, mais l'exécution de ce projet fut ajournée et ils ne l'ont été qu'en 1852.

Les quatre groupes équestres placés sur les piédestaux qui terminent les parapets ont été placés l'année suivante.

Enfin des plaques en marbre rappelant l'époque de la construction du pont et le nom du souverain sous le règne duquel il a été construit ont été posées en 1862.

3° **Pont du Sault du Rhône.** — Le pont du Sault du Rhône, dont nous ne dirons que quelques mots, est représenté en élévation par la figure 3 de la planche XV.

Il est établi à l'emplacement d'un ancien pont romain, et on a même conservé soit dans les piles, soit dans les culées ce qui restait de bon dans les maçonneries.

Les mortiers romains qui étaient soumis à l'action de l'eau, étaient composés de chaux et de tuileau pulvérisé, formant une pouzzolane artificielle ; la dureté de ces mortiers entre les pierres de taille était celle de la brique très-cuite.

L'ouvrage se compose de trois arches en anses de panier, tracées par la méthode de Perronet, savoir : deux latérales de 28 mètres d'ouverture et 9 mètres de montée, et une au milieu de 34 mètres d'ouverture et 9m,74 de montée.

La largeur entre les têtes est de 7 mètres pour les corps du pont et de 9m,50 pour le couronnement des culées ; les piles ont 6m,78 d'épaisseur au niveau des naissances et sont accompagnées d'avant et d'arrière becs demi-circulaires.

Les culées sont renforcées par deux avant corps, ayant ensemble 7m,74 de saillie. Tous les revêtements sont en pierres de taille, et les anciennes maçonneries des murs en ailes ont été complétement enveloppées.

Les fondations de cet ouvrage ne présentaient point de difficulté sérieuse, car on trouvait le rocher à une faible profondeur au-dessous de l'étiage.

Les voussoirs sont appareillés par redans, disposition qui produit rarement un bon effet dans des voûtes médiocrement surbaissées.

Ce dont on doit s'étonner le plus, c'est de la largeur exceptionnelle adoptée pour les piles ; si on l'a fait pour conserver les anciennes maçonneries et les envelopper, on a eu bien tort, il eût mieux valu tout démolir et établir à neuf des piles de 3m,50 de largeur.

Cette massivité des piles s'accorde mal avec le peu d'énergie des moulures qui les couronnent et de celles qui forment la plinthe.

En somme, c'est une construction disgracieuse.

Les voûtes ont été construites sur des cintres retroussés, et furent décintrées, l'une 29 jours, l'autre 21 jours et celle du milieu 46 jours après la pose de leur clef.

Le tassement total fut de 0^m,14 à l'arche droite, de 0^m,11 à l'arche gauche et de 0^m,28 à l'arche du milieu. Ces tassements se distribuèrent ainsi : environ $\frac{2}{15}$ sur cintres avant la pose de la clef, $\frac{12}{15}$ pendant le décintrement et $\frac{1}{15}$ dans les deux semaines qui suivirent le décintrement. Cependant, les joints ne restèrent ouverts en aucun point de la voûte.

Le pont du Sault du Rhône est l'œuvre de MM. les ingénieurs Montluisant et Picot.

4° **Pont de Bordeaux.** — Le pont de Bordeaux, dont la figure 11 de la planche XIII, représente quelques arches en élévation, est l'œuvre de Deschamps, inspecteur général des ponts et chaussées ; son nom restera toujours attaché à ce magnifique ouvrage, dont l'exécution fut longtemps considérée comme impossible.

Devant la ville de Bordeaux, la Garonne a plus de 500 mètres de large; elle coule sur un lit profond de vase sans consistance, et ce lit est labouré sans cesse par des courants qui prennent des vitesses allant jusqu'à 3 mètres par seconde.

En 1807, Napoléon avait ordonné la construction d'un pont en charpente, auquel on se proposa ensuite de substituer des arcs en fonte avec piles en pierre.

Les pieux sur lesquels devaient s'asseoir les cinq premières piles furent emportés par une crue qui détermina des affouillements descendant jusqu'à 8 et 10 mètres de profondeur.

C'est alors que Deschamps prit la direction du travail. Il reconnut que les massifs d'enrochements, disposés dans la Garonne pour faire, par exemple des embarcadères, résistaient très-bien à la violence des eaux; la vase pénétrait dans les interstices, entre les blocs, les cimentait et en formait une masse compacte et indestructible, pour peu qu'on eût soin de l'entretenir.

Le système à adopter pour la fondation du pont était trouvé.

Le pont de Bordeaux est composé de dix-sept arches en maçonnerie de pierres de taille et de briques.

Les sept arches du milieu sont égales et leur ouverture est de 26^m,49; les arches extrêmes n'ont que 20^m,84 d'ouverture ; les autres ont des dimensions intermédiaires.

L'intrados de ces arches est un arc de cercle surbaissé au tiers; les têtes son évasées au moyen de cornes de vache s'appuyant sur l'arc précédent et sur un autre arc de cercle plus surbaissé placé dans le plan des têtes.

L'épaisseur des piles est de 4^m,20 aux naissances. Chacune repose sur 220 pieux en bois de pin, que l'on a fait pénétrer par le gros bout jusqu'au terrain solide à 8 ou 10 mètres dans la vase ; puis, on les a recepés à quatre mètres sous l'étiage. Ils sont rendus solidaires par un fort châssis en charpente qui s'oppose à leur déversement.

Les vides entre ces pieux sont remplis par des enrochements, que la vase s'est chargée d'agglutiner, et qui forment une couche de fondation impénétrable à l'action des eaux.

Sur la tête des pieux arasés de niveau, on est venu échouer de grands caissons dans lesquels on a établi les soubassements des piles.

La largeur du pont entre les têtes est de 15 mètres, qui se subdivisent en 10 mètres de chaussée et deux trottoirs de 2^m,50.

Toutes les voûtes ont une épaisseur à la clef de 1^m,20.

La maçonnerie des piles est formée de pierres de taille de libages que l'on distribuait par ligne dans chaque caisson, de manière à former des auges ou cases dans lesquelles on épuisait avec des vis d'Archimède et que l'on remplissait de bonne maçonnerie.

La maçonnerie des voûtes est formée de deux têtes en pierres de taille et de quatre autres chaînes parallèles aux têtes, aussi en pierres de taille. Toutes ces chaînes sont reliées de place en place par des assises horizontales en pierres de taille. L'ensemble de ces chaînes forme comme la carcasse des voûtes; les caissons quadrangulaires, ou cases comprises entre elles sont remplies en maçonnerie de briques légères.

Ces dispositions avaient pour but d'alléger autant que possible le poids à transmettre aux piles.

C'est pour la même raison que les tympans sont évidés à l'intérieur par des voûtes transversales et qu'on a ménagé sous la chaussée et les trottoirs de petites voûtes longitudinales qui permettent de visiter les maçonneries à l'intérieur, et qui se sont trouvées toutes préparées pour recevoir les conduites de gaz vers 1840.

Les chaînes en pierres de taille sont réunies par des des tirants en fer; et dans chaque chaîne les pierres sont réunies dans le sens horizontal par des queues d'aronde, et dans le sens vertical par des tenons en bois de teck qu'on a fait préalablement bouillir dans l'huile.

Les tirants de fer sont préservés de la rouille par un enduit de bitume.

Les briques légères dont on se servit furent fabriquées sur le chantier même avec le limon argileux déposé par le fleuve sur ses rives.

Au moyen des enrochements, il fut établi sur tout l'emplacement du pont un radier solide, qui résiste aux courants, et, comme le fleuve prenait un peu les piles obliquement, on en rectifia le cours au moyen de digues longitudinales exécutées en pierres sèches.

Le conseil général des ponts et chaussées avait exigé que chaque pile resterait chargée pendant trois mois, avant l'exécution des voûtes, d'un poids de cinq millions de kilogrammes.

Cette prescription était gênante et pouvait entraîner un grand accroissement dans la durée des travaux. Deschamps sut la faire tourner au profit de la construction en plaçant la surcharge au-dessus de l'emplacement des premiers cours de voussoirs et construisant complétement la voûte adjacente pendant que la surcharge était sur la pile; celle-ci formait alors culée et s'opposait à tout affaissement de l'arche, bien que le cintre voisin ne fût même pas établi.

Tels sont les principaux traits de la construction du pont de Bordeaux, qui fut considérée comme un tour de force.

Aujourd'hui, on préférerait sans doute, comme on l'a fait pour le chemin de fer, constituer le pont avec des poutres métalliques lancées sur des piles tubulaires descendues jusqu'au terrain solide au moyen de l'air comprimé. Mais le procédé de Deschamps n'en reste pas moins acquis à la science de l'ingénieur et il a trouvé depuis plus d'une application.

Le pont de Libourne fut construit sur un modèle presque identique à celui de Bordeaux.

5° **Pont de Tours.** — Le pont de Tours a été exécuté dans le siècle dernier, vers 1765, mais il appartient presque au siècle actuel à cause de réparations nombreuses qu'il a fallu lui faire subir.

Les figures 4 et 5 de la planche XV en donnent une élévation d'amont ainsi qu'une coupe en travers sur l'axe d'une arche.

Ce pont se compose de quinze arches en anse de panier surbaissée au tiers et à onze centres.

L'ouverture de chaque arche est de 24^{m},36, leur flèche 8^{m},12 et leur épaisseur à la clef 1^{m},30.

Les piles ont 4^{m},90 d'épaisseur; leur avant-bec est ogival en plan et a une saillie de 4^{m},27 sur le plan de la tête; leur arrière-bec est demi-circulaire.

La largeur entre les têtes est de 14^{m},61, sur lesquels la chaussée occupe 8^{m},80.

Les voussoirs des têtes sont appareillés par redans et les tympans sont remplis en pierres de taille.

On remarquera la forme bizarre des piles et de leur couronnement, qui paraît d'assez mauvais goût.

Les fondations de ce grand ouvrage étaient défectueuses, et une partie des voûtes s'écroula avant l'achèvement; on s'était servi, paraît-il, de pieux avariés et non consolidés par des enrochements.

En 1835, M. Beaudemoulin, ingénieur en chef, reconnut l'existence de nouveaux tassements dans les piles qui s'étaient creusées à l'intérieur et qu'il parvint à consolider au moyen d'injections de mortier; nous avons rendu compte de ce travail délicat dans notre traité d'exécution des travaux.

Le raccordement du pont de Tours avec ses abords est heureusement combiné; les murs de quai sont raccordés avec chacune des têtes par une voussure en pendentif dont la directrice en plan est un quart de cercle de 12^{m},15 de rayon, ayant son point de tangence au droit du milieu de l'arche.

C'est une disposition analogue à celle adoptée pour le pont Royal dans lequel un pan coupé réunit au quai le sommet des arches de rives; mais la voussure du pont de Tours est beaucoup plus élégante qu'un mur vertical.

A la suite des premiers tassements observés sur les piles, on a enlevé une grande partie du remplissage des tympans, dont l'intérieur a été évidé par des voûtes transversales.

6° **Pont du Port-de-Pile, sur la Creuse.**— Les figures 1 à 5 de la planche XVI, représentent le pont construit à Port-de-Pile, sur la Creuse, pour le passage du chemin de fer de Tours à Bordeaux (1re section). M. Beaudemoulin, ingénieur en chef et Croizette Desnoyers, ingénieur ordinaire.

Cet ouvrage comprend trois arches en anse de panier de 31 mètres d'ouverture et de 11 mètres de flèche. Les naissances de ces arches sont placées à 3 mètres au-dessus de l'étiage. Cette disposition ne fait pas très-bon effet sur le dessin, mais elle est de nature à produire un excellent effet dans la réalité, car il est rare que les eaux d'une rivière soient à l'étiage, et, lorsqu'elles ont quelque élévation, elles baignent les retombées des voûtes dans les cas ordinaires.

Dans le cas actuel, il n'y a rien à craindre sous ce rapport, et les eaux ordinaires dissimuleront ce que le soubassement paraît avoir d'excédant de hauteur; les courbes se développeront alors tout entier à l'œil du spectateur.

Les piles ont 5^{m},50 de largeur aux naissances et sont profilées en tronc de cône, leur couronnement est placé un peu au-dessus du niveau des plus grandes eaux ordinaires; les plus grandes crues connues s'élèvent encore à 2^{m},10 et au delà.

Dans les culées on a ménagé de petites arches de 3m,50 d'ouverture et de 5 mètres de hauteur, destinées au halage et au passage de deux chemins vicinaux détournés.

La largeur entre les têtes est de 8m,60; 8 mètres sont réservés à la voie et le reste aux parapets qui sont du reste posés un peu en encorbellement.

L'épaisseur des voûtes à la clef est de 1m,30; cette épaisseur va croissant vers les naissances, et la courbe d'extrados se raccorde avec l'angle supérieur du couronnement des piles. Il va sans dire que les voussoirs inférieurs participent à la fois à la voûte et aux avant et arrière-becs.

Le chapeau conique des piles est formé par deux assises de pierres et la moulure subjacente est d'un seul morceau.

Les culées de 7m,30 d'épaisseur sont prolongées dans la direction des têtes par des murs de 9m,30 de longueur dont la section transversale est nettement indiquée sur la figure 5. Ces murs sont réunis à leur sommet par un plein cintre supportant la petite voûte de halage.

Les fondations des piles ont été exécutées, au moyen de caissons foncés, comme nous l'avons expliqué en détails, dans le traité de l'exécution des travaux.

Les têtes et les angles et toutes les parties saillantes du pont ont été exécutées en bonnes pierres de taille; le corps de douelle est formé de petites pierres de taille n'ayant que 0m,70 de queue; mais la liaison, tant avec les têtes qu'avec la maçonnerie de remplissage est assurée au moyen de chaînes horizontales ayant, comme la clef de tête, 1m,30 de queue.

Les parements des culées et des arches de halage sont exécutés avec des moellons smillés avec beaucoup de soin; quant aux tympans, on les a construits avec de simple moellon débruti sur lequel se détachent beaucoup mieux les têtes et la plinthe.

On n'a pas reproduit de demi-pile sur les rives, comme on le fait quelquefois; cette disposition, inspirée par un amour peut-être exagéré de la symétrie, est inutile.

Seulement, on a donné à la partie inférieure de la culée le même fruit qu'aux piles, et on a couronné cette partie inférieure avec un cordon reproduisant le profil des moulures qui terminent les piles.

Les maçonneries des voûtes sont, comme d'ordinaire, protégées par une chape et on a ménagé dans les piles, aux points bas du remblai, les conduits nécessaires à l'évacuation des eaux d'infiltration.

Pont de Libourne. — Le pont construit à Libourne, sur la Dordogne, pour le passage du chemin de fer de Tours à Bordeaux, présente de grandes analogies avec le pont de Port-de-Pile. Les arches en anse de panier, de 20 mètres d'ouverture, surbaissées au tiers, et ayant leurs naissances à 3m,74 au-dessus de l'étiage, sont au nombre de 9.

Les piles et les culées ont des dispositions presque identiques à celles du pont de Port-de-Pile; la seule différence est qu'il n'existe point de voûtes de halage dans les culées.

Les fondations sont établies dans des caissons foncés sur pilotis et protégés par des enrochements, comme au pont de Bordeaux.

Les têtes, en pierres de taille, ont été d'abord appareillées par redans, puis on a tracé un extrados identique à celui de Port-de-Pile, et on a refouillé toute la partie des voussoirs située au-dessus de cet extrados de manière à la mettre dans le même plan que le remplissage des tympans.

Ingénieurs : MM. Droeling et Malaure.

7° **Pont sur la Sarthe, au Mans.** — Les figures 6, 7, 8 de la planche XVI, sentent le pont construit sur la Sarthe, au Mans, pour le passage de la ligne de Paris à Rennes.

Ce pont comprend une travée métallique de 8 mètres sur le boulevard du Greffier, trois arches, en anse de panier, de 17 mètres d'ouverture sur la Sarthe et un plein cintre de 9 mètres de diamètre sur le canal des Planches.

Les bandeaux des têtes, les quatre chaînes horizontales qui divisent la douelle de chacune des trois grandes voûtes, les clefs et contre-clefs, les pilastres, bahuts et tous les angles saillants sont seuls en pierres de taille (granit d'Alençon et marbre); les parements vus des murs en retour et la douelle des quatre voûtes sont en moellon smillé (marbre); et enfin les parements vus des tympans au-dessus des grandes voûtes et des deux grands murs de soutènement interposés entre la rivière et le canal, sont tout simplement en maçonnerie de moellons ordinaires épincés (grès), à joints incertains, avec rejointoiements en mortier hydraulique mélangé de ciment.

Quant aux parements des tympans, dit M. l'ingénieur A. Martin, ils ont été exécutés en moellons ordinaires simplement épincés ou dressés au marteau, avec rejointoiement en bon mortier hydraulique mêlé d'un dixième environ de ciment. Dans quelques cas on s'est même contenté de l'addition de tuilot pulvérisé, au lieu de ciment. Ces parements économiques, pour lesquels nous n'avons payé, en sus du mètre cube de maçonnerie ordinaire, que 2 francs à 2 fr. 50 par mètre carré, ont été employés pour la presque totalité des ouvrages entre la Loupe et le Mans, section pour laquelle les matériaux, tels que moellons piqués ou briques, manquent généralement ou reviennent à des prix très-élevés.

Les culées et les piles du pont sur la Sarthe ont été fondées sur des pieux de 30 centimètres d'équarrissage, battus dans un sable assez compacte. Sur les pieux on a posé un grillage formé de traversines normales au cours de la rivière, reliées par des longrines parallèles au même cours ; toutes ces pièces ont $0^m,20$ à $0^m,25$ d'équarrissage, et elles sont fixées en même temps sur chaque pieu par de longues fiches en fer rond de $0^m,25$ de diamètre.

Le vide compris entre la face supérieure du grillage, les pieux et le sol a été rempli d'une bonne couche de béton fortement damé et maintenu par des enrochements, et sur la plate-forme on a élevé ensuite le massif de maçonnerie des culées et des piles.

Chaque culée repose sur 15 files de 5 pieux chacune en profondeur, et chaque pile sur 17 files de cinq pieux chacune en largeur.

La pression par centimètre carré de la plate-forme du grillage est de $2^k,08$ pour les culées et de $2^k,27$ pour les piles.

La pression transmise aux pieux par centimètre carré de leur section est de $25^k,80$ pour les culées et de $32^k,27$ pour les piles.

Ces charges sont au-dessous des limites acceptées pour les pieux complétement enfoncés dans le sol pour lesquels on admet jusqu'à 35 kilogrammes de pression par centimètre carré. Au pont de Neuilly, la pression atteint même 62 kilogrammes par centimètre carré des pieux qui ont $0^m,325$ de diamètre, mais c'est une charge exagérée.

Le travail entier est revenu à 210 francs par mètre carré de la projection horizontale et le rapport du vide au plein est de 0,284.

8. **Pont de l'Alma, à Paris.** — Le magnifique pont de l'Alma, représenté

par les figures 1, 2, 3 de la planche XXIV, empruntées au Traité d'architecture de Reynaud, est le plus grand qui existe à Paris.

Il comprend trois arches elliptiques surbaissées au 1/5, évasées sur les têtes au moyen de cornes de vache analogues à celles du pont de Neuilly; nous avons déjà dit notre avis sur l'utilité de ces évasements, qui ont surtout le mérite de l'élégance.

Les arches de rive ont 38^{m},50 d'ouverture pour 7^{m},70 de flèche.

L'arche médiane a 43 mètres d'ouverture pour 8^{m},60 de flèche.

Les naissances des trois voûtes sont à 0^{m},65 au-dessus de l'étiage. L'épaisseur à la clef du corps de voûte est de 1^{m},50 et cette largeur va en augmentant jusqu'à atteindre 2^{m},00 à la base. Dans le plan des têtes l'épaisseur de l'appareil visible est de 1^{m},30 seulement à la clef et de 2^{m},00 aux naissances.

La largeur est de 20 mètres entre les parapets, 20^{m},60 entre les tympans et 20^{m},66 entre les têtes.

La chaussée empierrée a 12 mètres de large; elle est flanquée de deux trottoirs en asphalte de 4 mètres de large.

Les piles ont 5 mètres de large.

Les bandeaux des têtes sont en pierre de taille comme les piles et les culées; la douelle est en meulière piquée. Les tympans sont ornés de belles statues qui ont coûté 110,000 francs les quatre, et ces statues font saillie de 0^{m},50 environ sur les tympans.

Comme profil en long, le pont se compose de deux lignes droites inclinées en sens inverse à partir du sommet de l'arche médiane, avec une pente de 0,02 par mètre.

La corniche en pierre de taille a 0^{m},86 de hauteur.

Le parapet est formé par des balustres et des pilastres ornés, analogues à ceux du pont de la Concorde.

Ce travail fut exécuté avec des matériaux de choix; la maçonnerie des voûtes a été hourdée en mortier de ciment de Vassy; c'est une des premières applications de ce ciment dont l'usage s'est tant développé depuis.

Toutes les maçonneries des voûtes ont été enlevées en 23 jours; il y avait un maçon par 3$^{m.c}$,5 en plan. Le travail fut achevé et livré dans un espace de huit mois; on voit là toute la différence qui existe entre les travaux modernes et les travaux anciens au point de vue de la rapidité.

Les voussoirs de tête en pierre de Bourgogne sont séparés, tous les cinquante centimètres, par des joints creux ou refends de cinq centimètres de largeur et de trois centimètres de profondeur.

Les piles sont fondées sur des pieux garnis d'enrochements et arasés à 1^{m},44 au-dessous de l'étiage; sur leur plate-forme on a échoué un caisson foncé dans lequel on a épuisé pour établir la maçonnerie à sec.

Au décintrement, on s'aperçut que les piles s'enfonçaient et que le pont les suivait; alors on injecta un mélange de ciment de Portland et de chaux hydraulique au sein des enrochements, et on procéda à l'établissement de voûtes de décharge sous les trottoirs et sous les tympans. Cela ne suffit pas pour arreter le tassement, et il fallut déraser les voûtes elles-mêmes, entre les pieds-droits des arcades de remplissage, pour diminuer encore le poids transmis aux piles. L'enfoncement des piles s'arrêta après avoir atteint 40 à 50 centimètres.

Depuis la construction on n'a pas eu de nouveau tassement à signaler.

La dépense totale s'est élevée à 1,600,000 francs.

9. Pont de Plessis-lès-Tours. — Le pont de Plessis-lès-Tours, sur la Loire, est représenté par les figures 1 à 5 de la planche XIX.

Il se compose de quinze arches en anse de panier de 24 mètres d'ouverture et de 7m,10 de flèche, séparées par des piles de 3m,00 de large aux naissances et terminées par des culées de 8m,00.

La largeur du pont est de 8m,00 entre les têtes.

L'épaisseur à la clef est de 1m,20; l'extrados passe en outre par le sommet du couronnement des piles, ce qui donne en cet endroit un joint de 1m,50 pour la voûte.

Afin de ménager un plus large écoulement aux crues de la Loire, on a évidé les tympans par de petites voûtes en arc de cercle de 7m,00 d'ouverture et de 1m,80 de flèche; les retombées de ces petites voûtes, tombant sur les grandes arches un peu au-dessus du joint de rupture, exercent une poussée qui concourt à la stabilité, en empêchant l'écartement des reins de la grande voûte.

Les petites voûtes n'ont que 0m,70 d'épaisseur à la clef.

Les fondations consistent en massifs de béton coulés dans des enceintes de pieux et palplanches.

L'écoulement des eaux qui traversent le ballast et qui arrivent à la surface des maçonneries se fait sur une chape, qui, en profil transversal se compose d'une sorte de cuvette à fond plat, et, en profil longitudinal se compose pour une arche de deux lignes droites inclinées, à 0,01, partant de l'axe des piles pour descendre vers le sommet de la voûte où elles viennent se couper.

Par ce moyen toutes les eaux d'infiltration sont donc amenées au sommet même de chaque voûte où elles rencontrent des gargouilles verticales ou tuyaux, dont l'orifice supérieur est protégé par une sorte de pomme d'arrosoir recouverte d'un amas de cailloux; c'est un véritable filtre.

La chape se compose de trois couches: celle du dessous est en béton, elle a 0,08 d'épaisseur, l'intermédiaire est en mortier et à 0,02 d'épaisseur, enfin la dernière est en asphalte de 0m,015.

Entre la chape et les maçonneries, dans les reins des voûtes, on a rempli les voûtes avec du béton de sable, sorte de mortier très-maigre qui constitue un remblai incompressible.

Les parapets sont en briques et à jour; nous en avons donné le détail, car il mérite d'être imité. Le parapet en pierre de taille est beaucoup trop cher, et les garde-corps en fer légers font très-mauvais effet sur des ponts de pierre; d'un autre côté, les garde-corps en fonte, qui tiennent, il est vrai, peu de place et qui produisent bon effet, sont trop coûteux aussi.

Les voussoirs des têtes sont alternativement en deux et en trois morceaux; la clef seule est formée d'un seul bloc dont la tête est taillée en pointe de diamant, les deux clefs sont réunies par un tirant en fer qui ne nuit pas à la solidarité de toutes les parties de la voûte.

On remarquera le profil simple et élégant de la plinthe et du couronnement des piles. Ce couronnement n'est peut-être pas assez énergique.

Les piles sont formées par des troncs de cône dont les génératrices sont inclinées au 1/20; c'est une bonne proportion. Leur parement est formé par des assises de moellon de 0,20 de hauteur; le couronnement est en pierre de taille.

On n'a pas reproduit de demi-pile à l'angle de la dernière arche et de la culée; seulement, la culée est ornée d'un cordon de même profil que le couronnement des piles et situé à la même hauteur; de plus, la partie de la culée inférieure à ce cordon a le même fruit 1/20 que les piles.

Dépense totale : 1,345,000 francs pour 438 mètres de longueur.

Ingénieurs . MM. Morandière et Déglin.

10. Pont sur la Bidassoa. — Le pont sur la Bidassoa, représenté par les figures 1 à 4 de la planche XVIII se compose de cinq arches en maçonnerie de 20 mètres d'ouverture, surbaissés au tiers, c'est-à-dire ayant $6^m,66$ de flèche ; elles sont séparées par quatre piles de $2^m,67$ de large.

L'intrados est une anse de panier à cinq centres, auxquels correspondent les trois rayons $15^m,69$, $4^m,47$, $4^m,80$.

L'extrados des têtes est aussi une anse de panier, mais à trois centres seulement auxquels correspondent les rayons $18^m,36$ et $11^m,10$.

L'extrados du corps de la voûte, c'est-à-dire le profil de la chape est formé par un arc de cercle dont le rayon est de $20^m,68$.

L'épaisseur à la clef est de 1 mètre.

La pierre de taille n'a été employée que sur les têtes ; la douelle est en moellon smillé et le remplissage en moellon brut.

Les avant et arrière-becs des piles sont formés d'un tronc de cône que surmonte une demi-tour, élevée jusqu'à la plate-forme du pont.

Ces tours sont ornées des écussons de France et d'Espagne et des initiales N et I (Napoléon et Isabelle) ; on a voulu donner à ce travail, dont une moitié appartient à la France et l'autre moitié à l'Espagne, une apparence monumentale et c'est ce qui explique le luxe de l'ornementation.

La largeur du pont entre les garde-corps est de $8^m,00$; les garde-corps sont en fonte, sauf sur le sommet des tours ; le parapet qui les contourne de manière à former le long de la voie un refuge demi-circulaire est en pierre de taille.

Les modillons qui soutiennent la plinthe, et cette plinthe elle-même, sont accusés d'une façon suffisamment énergique.

Les reins des voûtes sont remplis par un béton maigre, qui supporte une chape inclinée à $0^m,022$ par mètre. Cette chape amène les eaux d'infiltration au sommet des voûtes qu'elles traversent par une gargouille en fonte.

En coupe transversale, la chape est relevée sur les bords et bien rattachée avec la maçonnerie des têtes, de façon à recevoir toutes les eaux qui traversent le ballast, sans qu'aucune portion de ces eaux puisse glisser entre la chape et la maçonnerie qu'elle recouvre.

Cette chape de $0^m,10$ d'épaisseur est faite en bon mortier hydraulique; elle est surmontée d'au moins $0^m,55$ de hauteur de ballast.

La chape recouvre le massif des culées jusqu'au niveau de l'assise de fondation.

Le pont est établi sur une partie de la Bidassoa où le fond est vaseux ; on ne trouve le rocher qu'à 7 mètres au-dessous du lit. Dans ces conditions, il fallait évidemment établir les fondations sur pilotis.

Chaque mètre carré de fondation d'une pile est supporté par quatre pieux de 25 centimètres d'équarrissage descendus jusqu'au rocher ; les pieux sont disposés en quinconce, et il y en a 84 pour chaque pile. Chaque culée comporte 148 pieux égaux aux précédents.

L'emplacement des piles a été entouré par une enceinte en pieux et palplanches, à l'intérieur de laquelle on a immergé un massif de béton hydraulique, empatant la tête des pieux ; sur le massif de béton on a élevé deux assises de forts libages, de $0^m,50$ de hauteur, ayant en plan la forme d'un rectangle terminé par deux demi-cercles, et faisant une saillie totale de $0^m,40$ sur la naissance des piles.

L'enceinte de pieux et palplanches a en plan la forme d'un rectangle terminé par deux trapèzes ; elle est consolidée latéralement par des enrochements.

Les culées sont prolongées par des murs en retour, légèrement évasés en plan,

afin de mieux enraciner l'ouvrage dans les berges et de faciliter le raccordement avec les abords.

On remarque sur les dessins les fourneaux de mines qu'on a dû ménager dans la première pile de chaque rive ; c'est une disposition que l'on rencontre dans beaucoup de ponts construits sur la zone frontière.

Il y a deux fourneaux par piles : ils se composent d'un puits cylindrique de $0^m,85$ de diamètre formé par des tuyaux de fonte emboîtés et superposés ; ce puits cylindrique ne descend pas jusqu'au niveau des plus hautes eaux, il communique latéralement avec une chambre cubique de $1^m,05$ de côté, qui contient trois barils de poudre ; le fond de cette chambre est un peu au-dessus du fond du puits.

Les puits sont fermés par des dalles étanches.

Le prix de revient du pont sur la Bidassoa a été d'environ 3,200 francs par mètre courant.

Ingénieur en chef, M. Chauvisé ; ingénieur ordinaire, M. Wolf.

11. **Pont Saint-Michel à Paris.** — Le pont Saint-Michel établi dans le prolongement du boulevard de Sébastopol, sur le petit bras de la Seine, à Paris, est représenté par les figures 1 et 2 de la planche XIX.

Il comprend trois arches à intrados elliptique, de $17^m,20$ d'ouverture, et de montées inégales ; la naissance de ces intrados est à $1^m,50$ au-dessus de l'étiage.

Ces arches;, dit M. Romany, reposent sur deux piles de 3 mètres de largeur et sur des culées de 6 mètres d'épaisseur : L'épaisseur à la clef est de $0^m,70$. Elles sont construites en maçonnerie de moellons piqués provenant de la retaille des pierres de l'ancien pont avec mortier de ciment de Portland. Les bandeaux des têtes sont en pierres de Château-Landon, ainsi que les avant et arrière becs des piles ; les tympans en moellons piqués provenant des mêmes carrières sont ornés d'un N entouré d'une couronne de lauriers. Les têtes sont couronnées par une corniche à modillons également en pierre de Château-Landon et surmontée de parapets à balustres en pierre de Saint-Ylie (Jura). La distance entre les têtes est de 31 mètres et celle entre les parapets de 30 mètres, partagée entre une chaussée empierrée de 18 mètres de largeur et deux trottoirs en granit de 12 mètres de largeur ensemble.

La démolition des fondations de l'ancien pont a présenté les plus grandes difficultés, notamment l'extraction de la pile du milieu. Les nouvelles piles devant être précisément au milieu des arches navigables de l'ancien pont, il a fallu démolir complétement la pile qui séparait ces arches avant de fonder celles sur lesquelles devaient reposer les nouvelles arches.

Les anciens ponts de Paris, tels que celui de la Concorde, et d'autres plus récents, tels que les ponts des Invalides et de l'Alma ont été fondés sur pilotis.

Pour le pont Saint-Michel, on eut recours à l'établissement d'un caisson sans fond, dont les bords supérieurs dépassaient le plan d'eau d'immersion, que l'on échoua sur le terrain solide, mis à nu et convenablement nivelé, caisson que l'on remplit ensuite de béton et dans lequel on posa les premières assises à sec, à l'aide d'épuisements peu dispendieux. Ce caisson est ensuite recepé au niveau de l'étiage ou un peu au-dessous.

Les deux piles du pont Saint-Michel ont été fondées par ce procédé aussi simple qu'expéditif. Celle de rive gauche a été commencée le 20 août 1857 et le 21 du mois suivant on posait l'assise du socle. Celle de rive droite a été commencée le 14 septembre et le 15 octobre on posait la même assise. A partir de cette époque les travaux ont été menés avec une rapidité telle que les arches ont

pu être fermées le 2 décembre. On les a laissées six jours seulement sur cintres et l'on a décintré le 8 du même mois. L'abaissement à la clef a été à peine sensible.

Le projet comprenait l'établissement de voûtes de décharge destinées à supporter la chaussée afin d'alléger le poids de la construction ainsi que cela avait été pratiqué au pont des Invalides et au pont de l'Alma; mais ces voûtes ne devaient diminuer la pression sur le sol que d'un tiers environ de kilogramme par centimètre carré et cette pression elle-même ne dépassait pas $2^k,5$. En conséquence, les ingénieurs proposèrent de supprimer ces voûtes en remblayant complétement les tympans et leur proposition a été adoptée. On a immédiatement entrepris les remblais ainsi que la chaussée, et, le 25 décembre 1857, le passage a pu être livré sur ce pont qui avait été commencé au mois de mai précédent.

Ce pont est le premier dans la construction duquel on a employé le ciment de Portland.

Celui de Vassy avait été jusqu'alors exclusivement employé dans tous les grands travaux de restauration ou de construction des ponts Notre-Dame, d'Austerlitz et de l'Alma, entrepris dans les campagnes précédentes. Le ciment de Portland qui est à prise lente, et par cela même d'un emploi beaucoup plus facile, et qui acquiert une dureté au moins égale, a été employé dans beaucoup de grands ouvrages entrepris depuis cette époque, et il a constamment donné les meilleurs résultats.

Les bandeaux sont extradossés parallèlement et formés d'un seul cours de voussoirs; les joints sont accusés par un refend, et les bandeaux font saillie de $0^m,05$ sur les tympans.

Les voûtes sont recouvertes par une chape en mortier de ciment de Portland de $0^m,03$ d'épaisseur; cette chape recueille les eaux d'infiltration et les amène dans l'axe des piles où ces eaux trouvent pour s'écouler des gargouilles en fonte, dont la tête est protégée par une pierrée qui s'oppose aux engorgements.

Cette disposition des gargouilles débouchant sur les faces des piles a un léger avantage sur celle qui consiste à amener les eaux au sommet des voûtes; les eaux ne tombent pas sur les bateaux qui passent.

Sous les trottoirs on a ménagé des galeries de $1^m,20$ de hauteur et de $0^m,60$ de large, destinées à livrer passage aux conduits d'eau et de gaz.

Les trottoirs, dallés en granit, sont limités à une bordure aussi en granit de $0^m,30$ d'équarrissage.

Les coupes en travers et les figures de détail 3, 4, 5 montrent bien l'agencement de la corniche et du parapet, qui sont traités avec un grand luxe. Les modillons sont peut être un peu grêles ou un peu trop espacés.

L'ensemble de l'ouvrage est d'un bel effet.

Ingénieur en chef, M. de Lagalisserie; ingénieur ordinaire, M. Vaudrey.

12. **Pont de Saint-Pierre de Gaubert sur la Garonne.** — M. l'ingénieur Paul Regnauld a donné dans les annales des ponts et chaussées de 1870 des détails pratiques fort intéressants sur la construction du pont établi à Saint-Pierre de Gaubert sur la Garonne pour le passage du chemin de fer d'Agen à Tarbes. Nous empruntons à son mémoire les figures 1 à 11 de la planche XX qui donnent l'élévation générale et les principaux détails de l'ouvrage.

Il se compose de 17 arches en anse de panier de $21^m,65$ d'ouverture et de $7^m,14$ de montée, séparées par des piles ayant $3^m,60$ de largeur aux naissances et limitées à des culées de $12^m,40$ de largeur.

Les naissances des voûtes sont à $4^m,93$ au-dessus de l'étiage de la Garonne.

La largeur entre les parapets est de 8 mètres; entre les bandeaux des têtes

$7^m,60$ et entre les tympans $7^m,50$, de sorte que les bandeaux font saillie de $0^m,05$ sur les tympans.

Les fondations, que nous avons décrites dans notre traité de l'exécution des travaux, sont établies sur des massifs de béton immergé dans des enceintes de pieux et palplanches.

Les piles reposent, par l'intermédiaire de socles de $0^m,60$ de hauteur, sur une assise de libages dont la hauteur varie de $0^m,40$ à $0^m,50$; les libages sont posés sur le béton.

Les socles font saillies de $0^m,05$ environ sur les naissances des piles, et le libage fait saillie de $0^m,30$ sur le socle.

Les piles ainsi que leurs avant et arrière-becs ont un fruit de $\frac{1}{40}$.

Les avant-becs sont terminés par des couronnements ayant une saillie de $0^m,133$; ils sont construits en pierres de taille, tandis que les faces sont en moellons smillés.

Le plan de la culée est indiqué par la figure 2, et la coupe verticale en travers par la figure 7; on voit que la culée est évidée à l'intérieur, disposition très-rationnelle, qui, à poids égal du massif, augmente le bras de levier par rapport à l'arête extérieure, ce qui augmente dans la même proportion le moment de la résistance au renversement. Les murs en retour sont disposés par redans de sorte que leur épaisseur va en diminuant avec la hauteur.

Tout le vide intérieur des culées est remblayé.

Les culées sont en saillies sur le plan des têtes du pont. Cette saillie variable au-dessous du cordon (correspondant dans les culées aux couronnements des piles) par suite du fruit de $\frac{1}{40}$, est constante pour toutes les assises au-dessus et égale à $1^m,02$.

Les angles des culées sont en pierres de taille; les parements vus en moellons smillés ; le reste est en moellons bruts.

Les courbes d'intrados sont des anses de panier à sept centres, dont les rayons sont $4^m,94$, $6^m,82$, $11^m,305$, $17^m,57$; ces rayons font entre eux des angles égaux et ceux des naissances et du sommet sont égaux aux rayons de courbure de l'ellipse ayant même axe et même montée.

L'extrados est une courbe en anse de panier, déterminée par les deux conditions suivantes :

1° La hauteur des voussoirs à la clef est de $1^m,10$.

2° La courbe d'extrados doit passer par le point supérieur de la saillie du chaperon des piles ou du cordon des culées.

D'où résulte un arc de cercle de $18^m,67$ de rayon.

Chaque voûte est composée de 77 voussoirs de largeur diverse ; la clef et les deux contre-clefs ont $0^m,40$ de largeur.

La queue des voussoirs est alternativement de $0^m,60$ et de $0^m,90$.

Sept chaînes en pierres de taille sont ménagées dans la voûte ; le reste de la douelle est en moellons smillés.

La figure 6 représente une coupe en travers du corps de la voûte, qui a $1^m,10$ d'épaisseur à la clef et 2 mètres suivant le prolongement du troisième rayon.

Les maçonneries de remplissage sont en moellon brut; et dans les voûtes ces moellons sont disposés par assises normales à l'intrados, c'est-à-dire faisant suite aux moellons smillés de la douelle.

La figure 9 indique la coupe du mur qui ferme le tympan ; ce mur est disposé par redans, comme celui des culées et les redans ne sont pas horizontaux, mais

inclinés de manière à ne pas conserver les eaux qui pourraient arriver jusqu'à eux.

Les reins des voûtes sont remplis en béton maigre ; comme on le voit sur la figure 6, ce béton et la partie médiane de l'extrados des voûtes sont recouverts de deux chapes, l'une en béton hydraulique de $0^m,112$ et l'autre en asphalte de $0^m,01$.

Au point bas de la chape, on aperçoit de petites gargouilles en fonte, de $0^m,06$ de diamètre intérieur; le sommet de chaque gargouille est recouvert par une calotte en fonte percée de trous, elle a intérieurement $0^m,14$ de diamètre et $0^m,08$ de hauteur et elle est surmontée d'un petit tas de galets qui laissent à l'eau un libre passage.

Au-dessus des chapes est une couche de sable qui supporte le ballast.

La saillie des plinthes sur le tympan est de $0^m,57$, ce qui a permis de placer le trottoir et la plinthe en encorbellement ; les figures 10 et 11 donnent les détails des modillons, de la plinthe, et du parapet qui est en briques à jour. Malgré le surplomb, la stabilité est suffisamment assurée.

Le parapet est formé par une longueur de briques ($0^m,22$) sur une hauteur de $0^m,77$ et les briques supportent une main courante en pierre de taille de 0,23 de hauteur, taillée en dos d'âne sur sa face supérieure.

Tous les joints des pierres de taille sont en refend, et présentent un profil de forme trapèze isocèle, ayant $0^m,03$ de hauteur, $0^m,01$ de petite base et de $0^m,05$ de grande base.

On se servit pour la maçonnerie des voûtes de la chaux du Theil, qui est très-hydraulique et qui fait prise en 24 heures ; elle arrivait sur les chantiers en poudre et dans des sacs. En dehors des voûtes, dans la partie supérieure du pont, on se contenta de la chaux d'Echoisy qui est beaucoup moins hydraulique.

Le sable, dit M. Regnauld, provenait du lit de la Garonne. Ce sable pur, non terreux, fin et rude au toucher, a donné, avec la chaux du Theil, de fort bon mortier, difficilement attaquable par un outil.

Le mortier se composait de 450 kilogr. de chaux en poudre pour 1 mètre cube de sable : on a reconnu que le foisonnement de la chaux du Theil variait entre 5 et 6 p. 0/0.

Pour constituer un mètre cube de béton, on admettait qu'il fallait employer $0^m,90$ de cailloux cassés et lavés et $0^m,45$ de mortier.

Le béton pour la chape était composé de :

$0^{m.c},70$ de gravier cassé et lavé.
$0^{m.c},70$ de mortier.

Et on admettait que ce cube total se réduisait à un mètre de béton.

La dépense totale pour la construction du pont s'est élevée à 1,218,000 francs, soit 162 fr. 80 par mètre carré d'élévation, soit environ 2,700 francs par mètre courant.

13. **Pont de la Belle-Croix à Nantes.** — M. l'ingénieur Lechalas a rendu compte, dans les Annales des ponts et chaussées de 1865, de la reconstruction des ponts de Nantes, qu'il a eu à diriger.

Les figures 7 et 8 de la planche XIX représentent le pont de la Belle-Croix.

C'est un pont fort ancien, dont la concession avait été octroyée en 1188 par la duchesse Constance, avec ordre : d'entretenir cette donnaison, ou autrement, qu'ils soient damnés à tous les diables et qu'ils endurent la peine avec le trahiste Judas. Il se composait anciennement de piles massives supportant des tra-

vées en bois avec des têtes d'arches en briques supportant un parapet plein.

Le nouveau pont, exécuté en 1861-1862, comprend cinq arches en arc de cercle :

L'arche médiane a........	15m,40	d'ouverture et	2m,20	de flèche.
Les arches intermédiaires....	14m,85	—	2m,01	—
Les arches de rive........	14m,30	—	1m,82	—

Le profil en long se compose donc de deux lignes inclinées en sens contraire, le pont forme dos d'âne, ce qui complique un peu la construction, mais ce qui, comme nous l'avons fait remarquer, ajoute à l'élégance de l'édifice et permet en même temps de donner à la navigation un passage de hauteur suffisante sans être forcé de surélever les abords.

On s'est attaché à faire varier les ouvertures et les montées de manière à ramener dans la verticale la résultante des deux poussées transmises à chaque pile : en réalité, la différence était assez peu sensible pour que l'on pût sans crainte admettre une ouverture constante avec une montée variable.

Les piles et culées sont établies sur des pilotis, descendus jusqu'au rocher, dont la profondeur atteint 20 mètres ; on s'est servi de pieux en sapin de 0m,25 d'équarissage, entés avec des manchons en tôle, et battus avec une sonnette à vapeur ; nous avons décrit cette opération dans notre Traité de l'exécution des travaux. Les pieux, arasés à 0m,30 au-dessous de l'étiage, ont été recouverts d'un grillage qui a reçu la maçonnerie des piles. Les culées ont 6 mètres d'épaisseur.

Les têtes des voûtes sont appareillées par redans, et l'épaisseur à la clef dans le corps de voûte est de 0m,95.

La plinthe et le couronnement de la pile, dont les figures 9 et 10 donnent les profils à grande échelle, sont suffisamment accentués sans trop de luxe et produisent bon effet.

Le couronnement de la pile règne sur tout son pourtour, même sous les arches ; peut-être aurait-on pu éviter cette dépense et limiter le couronnement aux avant et arrière-becs.

Les maçonneries des voûtes ont été hourdées avec du mortier de ciment de Portland et, au décintrement, il n'y a eu aucun mouvement dans la culée ni dans l'arche.

Le garde-corps est en fonte, identique à celui du pont de Saint-Sauveur ; il pèse 180 kilogrammes par mètre courant, et est revenu à 0 fr. 38 le kilogramme, pose et peinture comprises.

A la même époque, M. l'ingénieur Lechalas eut à reconstruire trois arches du pont de Pirmil à Nantes ; ce sont des arches de 22, 20 et 18 mètres d'ouverture en anse de panier, et la figure 3 de la planche XIX montre comment on a allégé les voûtes au moyen d'une voûte de décharge intérieure, dont les retombées s'appuient un peu au-dessus du joint de rupture des grandes voûtes. On remarquera la disposition des chapes qui recouvrent les grandes voûtes et la voûte de décharge ; les eaux d'infiltration, amenées à la naissance de la voûte de décharge, s'écoulent par des gargouilles dans le vide intérieur où elles rencontrent un entonnoir se prolongeant par un conduit qui débouche latéralement à la pile.

La chape, dit M. Lechalas, a 7 centimètres d'épaisseur totale. La première couche de 5 centimètres est composée de 1 mètre cube de pierres cassées à 0,03 pour 0,66 de chaux hydraulique avec addition de 200 kilogrammes de ciment de Portland par mètre cube de mortier. La couche supérieure de 0,02 d'épaisseur

est composée de 600 kilogrammes de ciment de Portland pour 1 mètre cube de sable. Le ciment portland de Boulogne-sur-Mer nous a été livré, à bord du navire au quai de Nantes, à raison de 68 francs la tonne en sacs.

14. **Le pont de Pont-d'Ain.** — Le pont construit à Pont-d'Ain, pour le passage du chemin de fer de Lyon à Genève, est représenté par les figures 1, 2, 3, de la planche XXI.

Il se compose de six arches en arc de cercle de 22 mètres d'ouverture et de $3^m,15$ de flèche, ce qui donne pour rayon de l'intrados $20^m,781$.

L'épaisseur des piles à la base est de $3^m,83$; elles présentent un fruit de 1/10, de sorte que leur épaisseur aux naissances de la voûte n'est que de $3^m,06$. Elles reposent sur un socle de $0^m,50$ de hauteur faisant saillie sur la base.

L'épaisseur des voûtes à la clef est de $1^m,30$; les têtes sont extradossées parallèlement et construites en pierres de taille de grandes dimensions avec refends et bossages ; il en est de même des avant et arrière-becs et des angles des culées ; les parements de tout le reste de l'ouvrage sont exécutés en moellons piqués avec ciselures sur les arêtes.

Dans la douelle on ménage trois chaînes horizontales en pierres de taille, une à la clef et les autres à égale distance entre la clef et les naissances.

Les reins des voûtes sont remplis sur une certaine hauteur avec de la maçonnerie ordinaire et le tout est recouvert par une chape qui amène les eaux d'infiltration dans l'axe des piles, comme le montre la coupe longitudinale.

La plinthe est en pierres de taille ; à l'aplomb des piles et des culées le parapet est aussi en pierres de taille et dans les intervalles il est en fonte. La partie en pierre au-dessus des piles est soutenue en encorbellement par des consoles en pierre de taille, et on constitue ainsi de petits refuges de $2^m,40$ de largeur et $0^m,70$ de profondeur.

La largeur du pont entre les tympans est de $8^m,20$.

Les maçonneries hourdées avec du mortier de chaux très-hydraulique provenant de l'Isère.

La dépense totale s'est élevée à 800,000 francs, soit 4,589 francs par mètre courant, ou 555 francs par mètre carré de tablier.

Cet ouvrage est établi sur un radier général en béton, compris entre deux files de pieux et palplanches, battues l'une à l'amont, l'autre à l'aval sur toute la largeur de la rivière ; ces files de pieux sont en outre protégées par des enrochements, et le béton est surmonté d'une voûte renversée, comme on le voit sur les coupes. Cette voûte renversée est formée avec des moellons smillés de $0^m,50$ de queue renforcés par des chaînes en pierres de taille : l'épaisseur de la couche de béton est de $0^m,90$ dans l'axe des arches et $0^m,70$ dans l'axe des piles.

Voici la raison qui a fait recourir à un système de fondations si dispendieux.

Le lit de la rivière est formé par une couche de gravier, incompressible, mais très-affouillable, dont la profondeur moyenne est de 9 à 10 mètres ; au-dessous de cette couche, on trouve du sable, puis des couches de sable et d'argile, mélangées de tourbe et de pyrites ; il ne fallait donc pas songer à traverser le gravier supérieur, et c'est sur lui qu'il fallait asseoir les fondations, en les protégeant d'une manière efficace contre les affouillements ; ces affouillements sont fort à craindre, puisque la vitesse des eaux de la rivière atteint 4 mètres pendant les crues.

Grâce aux précautions prises, le travail a bien réussi.

Ingénieur en chef : M. Aymard ; ingénieur ordinaire : M. Gaduel.

15. **Pont de Grenoble.** — Les figures de la planche XXII, représentent un pont

construit à Grenoble, sur l'Isère, par MM. Berthier, ingénieur en chef, et Gentil, ingénieur ordinaire.

C'est un pont formé de trois arches en arcs de cercle :

L'arche médiane a. .	25m,10 d'ouverture	et	3m,30 de flèche,
Les arches de rive ont.	23m,10	—	3m,03	—

les arcs de cercle correspondent à un angle au centre de 60°, c'est-à-dire qu'ils ont pour corde le rayon même, c'est-à-dire le côté de l'hexagone régulier inscrit dans le cercle. Comme nous l'avons déjà dit, beaucoup d'ingénieurs considèrent cet arc comme le plus gracieux.

L'épaisseur à la clef de la voûte médiane est de 1m,20 et celle des voûtes de rive 1m,10; les têtes en pierres de taille sont appareillées par redans.

Les avant et arrière becs sont construits aussi en pierres de taille ; la douelle en moellon piqué.

Les maçonneries des arcs sont hourdées en mortier de ciment de la Porte de France.

L'extrados s'écarte de l'intrados à partir de la clef, et l'épaisseur des voûtes aux naissances est de 1m,45 et 1m,40.

Le remplissage des reins est en maçonnerie ordinaire, que surmonte une chape recouverte par un remblai ordinaire.

Les eaux d'infiltration recueillies par la chape sont amenées dans l'axe des piles ; elles traversent une pierrée avant de pénétrer dans un conduit incliné ménagé dans la voûte.

Les profils de la plinthe et du couronnement des piles sont d'un bon effet.

Les piles ont un fruit de $\frac{1}{25}$, tandis que celui des murs de quai est de $\frac{1}{10}$.

La largeur entre les bandeaux des têtes est de 12 mètres ; les tympans sont un peu en retraite sur ces bandeaux.

Comme profil en travers, on trouve :

1° Une chaussée de 7m,10.
2° Deux trottoirs de 2m,10.
3° Deux parapets en pierre de taille de 0m,40.
4° Deux saillies des plinthes de 0m,27.

La chaussée empierrée est encadrée par deux caniveaux pavés de 1 mètre de large.

L'axe longitudinal du pont est en forme de dos d'âne, disposition favorable à l'écoulement des eaux et à l'effet architectural.

Les têtes du pont et les murs de quai ne se coupent pas à angle droit ; on les a raccordés par des trompes ou voussures, nettement indiquées sur le plan et sur l'élévation. La base supérieure est un quart de cercle tangent d'un côté au tympan et de l'autre côté au mur de quai ; les sections horizontales sont toutes des quarts de cercle déterminés par les mêmes conditions, et le sommet de la voussure est placé à la rencontre de l'extrados des voûtes et de la ligne de plus grande pente du quai.

Le parapet, les bordures et caniveaux se retournent aussi suivant des quarts de cercle ; grâce à cette disposition, la circulation se dégage avec la plus grande facilité, aussi bien pour les véhicules que pour les piétons.

On trouvera sur la même planche le dessin des organeaux ou arganeaux ; ce sont les anneaux scellés dans les piles et destinés à recevoir les amarres.

Tous les ponts établis sur des rivières flottables ou navigables doivent être munis de ces appareils, que l'on place à diverses hauteurs.

Les piles sont établies sur un massif de béton, immergé dans une enceinte de pieux et de palplanches, laquelle est protégée par des enrochements. Le béton repose sur un gravier incompressible.

16. **Pont Maximilien, à Munich.** — Les figures 6, 7, 8 de la planche XXI, représentent le pont construit, dans ces dernières années, à Munich, sur l'Isar, en face du palais Maximilien.

Il comprend cinq arches en arcs de cercle de $18^m,30$ d'ouverture, et de $3^m,10$ de flèche.

Le pont a une pente longitudinale de 0,015 par mètre, et cette pente est observée pour la plinthe, pour les sommets des voûtes et pour les couronnements des piles.

La largeur entre les bandeaux des têtes est de $14^m,30$ qui se subdivise en :

Une chaussée de.	$8^m,00$
Deux trottoirs de.	$2^m,75$
Deux parapets de.	$0^m,40$

Les piles ont $2^m,50$ de largeur à l'étiage et $2^m,25$ au niveau des naissances des voûtes ; leur longueur est de 17 mètres. Les culées ont un élargissement carré de près de cinq mètres; nous avons déjà critiqué cette disposition, qui coûte cher tout en donnant des abords peu commodes.

Les piles et les bandeaux des têtes, la plinthe, la balustrade, tous les attributs décoratifs sont en pierre de taille. Le corps de la voûte, dont l'épaisseur uniforme est de 1 mètre, est formé par trois rouleaux de grosses briques très-cuites.

Les têtes sont extradossées parallèlement, et les archivoltes ainsi que la plinthe sont moulurées avec un grand luxe.

On voit sur la coupe longitudinale que les tympans sont creux à l'intérieur et couverts de petites voûtes longitudinales ; on voit aussi comment s'écoulent les eaux d'infiltration.

Les parements des tympans sont en briques avec médaillons en pierre.

Dans l'axe des piles s'élèvent des pilastres que surmontent des becs de gaz monumentaux.

Les maçonneries sont protégées par une chape formée d'un mélange de chaux et d'asphalte.

Les piles sont établies sur un grillage surmontant des pilotis, et le tout est protégé contre les affouillements par des enceintes de pieux et palplanches et par des enrochements.

Le prix de revient par mètre courant a été supérieur à 8,000 francs.

Il nous semble qu'à ce prix, on pouvait faire une œuvre beaucoup plus monumentale, et même réaliser de sérieuses économies, en renonçant à la profusion d'ornements dont le pont est recouvert. Dans un ouvrage de ce genre, les détails disparaissent ; c'est de l'effet général qu'il faut s'inquiéter.

17. **Élargissement de ponts anciens. Pont de Jurançon, sur le Gave de Pau.** — La circulation des voitures s'est tellement développée dans le siècle actuel, que la largeur de beaucoup d'anciens ponts est devenue insuffisante, et qu'il a fallu trouver un moyen de l'augmenter.

Beaucoup de ces anciens ponts n'avaient point de trottoirs, et se compo-

saient d'une chaussée comprise entre deux caniveaux, avec des parapets en pierres de taille protégés par des bornes; on a pu quelquefois améliorer suffisamment l'état des choses en démolissant les bornes et le parapet, posant une plinthe en encorbellement, ne conservant qu'un demi caniveau avec bordure de trottoir et adaptant un garde-corps métallique. Ce garde-corps lui-même peut être posé en saillie, au moyen de montants en fer recourbés horizontalement de manière à venir se sceller dans la plinthe.

L'exemple d'élargissement de pont qui nous a paru le plus curieux est celui du pont de Jurançon sur le Gave de Pau. En 1843, on l'avait élargi une première fois au moyen de consoles en fonte supportant des trottoirs, l'élargissement a été rendu définitif dans ces dernières années au moyen de voussures en pierres.

1° *Élargissement de* 1843. — L'ancien pont placé entre Pau et Jurançon, était composé de sept arches surbaissées présentant entre les têtes une largeur de 7m,92. D'énormes parapets en pierres, de chacun 0m,40, les bornes et les rigoles occupaient environ 2 mètres, de sorte qu'il restait à peine 6 mètres de largeur de voie; cela suffisait pour les voitures, mais il fallait ajouter des trottoirs pour les piétons.

M. l'ingénieur Ménard de la Groye eut l'idée de recourir à des consoles en fonte posées en encorbellement comme on le voit sur les figures 4 et 5 de la planche XXI.

L'écartement de ces consoles, dont la forme est celle d'un solide d'égale résistance, varie de 1m,80 à 2m,07; leur côté vertical est scellé dans une rainure ménagée à fleur des têtes du pont; mais ces consoles sont surtout retenues par le tirant (*cbad*) scellé dans la maçonnerie, et par un autre tirant horizontal, noyé sous la chaussée et réunissant les deux côtés verticaux de deux consoles opposées. Ce long tirant horizontal qui traverse le pont est formé de deux morceaux, réunis par un assemblage à coin, de manière à obtenir un serrage énergique.

Les consoles n'exercent ainsi sur les maçonneries qu'un faible effort d'arrachement, puisque la traction exercée par les consoles se transmet surtout au tirant horizontal en fer.

Ce système pourrait même, pensons-nous, être appliqué à des ponts que l'on voudrait construire économiquement; il permettrait de réduire notablement la largeur des maçonneries et des piles, c'est-à-dire ce qui coûte le plus cher.

Le trottoir est formé avec des dalles, s'appuyant d'un côté de 0m,10 sur la tête du pont et de l'autre sur la console dont elles débordent le parement extérieur de 0m,20. Cette saillie est indispensable à la stabilité du garde-fou, ajusté sur des montants verticaux qui traversent l'épaisseur du dallage et descendent jusqu'à la console sur laquelle ils sont fixés.

Chaque montant est fortifié par une sorte de contre-fiche, susceptible d'augmenter l'empatement de sa base. Le prix de revient total a été de 131 francs le mètre courant.

On dispose dans le pays de dalles minces et résistantes de grandes dimensions; mais on n'en rencontre pas partout de pareilles; on sera donc forcé, soit de rapprocher davantage les consoles, soit de les réunir par de petites voûtes en briques, soit de leur faire supporter un plancher en tôle ondulée recouvert d'un trottoir en béton. On verra quel sera dans chaque cas le procédé le plus économique.

2° *Élargissement terminé en* 1872. — C'est à M. Conte-Grandchamps, ingénieur en chef des ponts et chaussées, que l'on doit cet élargissement définitif, dont l'effet est fort élégant.

L'aspect actuel est représenté par les figures de la planche XXIII. C'est sur la demi-coupe transversale que l'on comprend le mieux ce qui a été fait; on y a indiqué en lignes pointillées le profil des anciennes grandes piles triangulaires, et les traits pleins montrent nettement le profil de la voussure neuve.

L'ancien pont était formé de sept arches en anses de panier, d'ouvertures inégales, reposant sur des piles massives.

Les avant-becs de ces piles avaient une section horizontale triangulaire et faisaient saillie de 2m,32 sur le nu du mur de la tête amont du pont; les arrière-becs, dont la section horizontale était trapézoïdale, formaient une saillie de 1m,60 sur le nu du mur de la tête aval.

Par suite de la pose des consoles en fonte, la largeur du pont avait été portée de 8 mètres à 10m,10. (Cette dernière quantité mesurée entre les arêtes extérieures des dalles d'encorbellement.)

Mais cela ne suffisait pas pour satisfaire aux besoins de la circulation, et on obtint un nouvel élargissement en accolant, à l'amont et à l'aval de l'ancien pont, deux nouveaux ponts de 102m,18 de longueur et de 1m,58 de largeur; ces arches supplémentaires vinrent s'appuyer sur les fondations évasées des avant et des arrière-becs des anciennes piles, qu'on avait démolies jusqu'aux naissances. Après le travail il ne resta plus que de petits avant-becs, peu saillants et peu élevés.

L'ancienne largeur de 8 mètres se trouva portée à 11m,16 entre les bandeaux des nouvelles têtes.

Les tympans nouveaux sont en retraite chacun de 0m,04 sur le bandeau correspondant, de sorte qu'il ne reste plus que 11m,08 de largeur entre tympans.

Mais, des consoles en pierre de taille dure, noyées dans la maçonnerie de galet des tympans, supportent des mâchicoulis en pierre de taille d'Angoulême, de manière à former un encorbellement de 0m,49 de saillie, ce qui fait pour la largeur totale du pont entre les têtes des mâchicoulis, 12m,06.

Une plinthe en pierre de taille dure supporte le garde-corps établi dans le même plan que les têtes des mâchicoulis; ce garde-corps est formé par une dalle verticale en pierre dure de 0m,16 d'épaisseur, surmontée d'une main courante ornée de moulures.

La largeur totale de la voie libre est donc portée à 11m,74, qui se divise en deux trottoirs de 2m,30 et une chaussée de 7m,14. L'élargissement total de la voie livrée à la circulation est, par rapport à l'ancien pont de 4m,54.

Les anciennes voûtes étaient formées d'anses de panier à trois centres qu'il a fallu d'abord relever exactement pour en déterminer les rayons; l'intrados des nouvelles têtes est un arc de cercle, tangent au sommet des anses de panier, et de plus grande ouverture que celles-ci à cause de l'évasement des avant-becs; les naissances de cet arc de cercle sont à 2m,35 au-dessus de l'étiage du Gave, c'est-à-dire au-dessus des naissances de l'anse de panier.

L'intrados des têtes actuelles a été raccordé à l'intrados des anciennes têtes au moyen de surfaces coniques tangentes entre elles et aux pieds-droits de manière à former ébrasement comme l'arrière-voussure de Marseille (voir notre *Traité de coupe des pierres*), et les joints sont normaux à la surface de raccordement.

Les bandeaux des têtes sont extradossés parallèlement; ils sont construits en

pierre de taille et les voussoirs, de largeur uniforme, ont une queue égale alternativement à $0^m,59$ et à $0^m,44$.

Les pieds-droits des piles sont aussi en pierre de taille.

Les douelles sont en libages.

Le remplissage des tympans est en maçonnerie de galets; le parement est formé par des assises horizontales de deux briques, séparées par des galets régulièrement disposées en arêtes de poisson. Ces galets, employés avec leur forme arrondie, forment saillie, et leur surface est polie et nettoyée en la frottant avec de la graisse.

Il en résulte un dessin régulier, agréable à l'œil.

Au-dessus des piles, on a ménagé des écussons circulaires sur lesquels sont sculptées les armes de la ville de Pau.

On remarquera dans la coupe en travers l'armature en fer qui assure la stabilité de la dalle formant parapet et qui, scellée dans la maçonnerie de remplissage, s'oppose au renversement de la dalle.

Les dispositions que nous venons de décrire sont fort ingénieuses, et très-monumentales.

Si l'on voulait obtenir quelque chose de plus économique, voilà ce qu'on pourrait faire, en admettant toutefois que l'on dispose d'avant et d'arrière-becs assez saillants et assez solides :

On ferait reposer sur ces avant-becs, soit un arc en maçonnerie (voir plus loin le viaduc d'Édimbourg), soit un arc métallique, et sur cet arc on établirait le trottoir. La charge fixe et éventuelle pouvant être notablement réduite, on adopterait pour l'arc ainsi construit des dimensions assez faibles, et la dépense pourrait être maintenue dans de justes limites.

L'élargissement par un arc en fer a été opéré à Paris sur le pont de la Tournelle qui met l'île Saint-Louis en communication avec la rive gauche de la Seine.

III. — VIADUCS.

La désignation de viaduc (*de via*, voie, *et ducere*, conduire) pourrait s'appliquer à tous les genres de pont ; mais, comme nous l'avons dit au commencement de ce traité, on réserve la dénomination de viaducs aux ouvrages traversant des vallées sèches ou des vallées parcourues par un faible cours d'eau ; leur hauteur est relativement à leur longueur, beaucoup plus grande que pour les ponts établis sur de larges fleuves. En général, un viaduc pourrait être remplacé sur une grande partie de sa longueur par un simple remblai, et c'est surtout par raison d'économie que l'on substitue aux remblais élevés des arcades en maçonnerie.

La section et par suite le cube d'un remblai de longueur donnée croissent très-rapidement avec la hauteur (en admettant que la plate-forme supérieure et l'inclinaison des talus soient constantes) ; si l'on admettait que la largeur de la plate-forme croît proportionnellement à la hauteur, la section croîtrait comme le carré de la hauteur ; mais en réalité l'accroissement est moins rapide.

Avec un viaduc, la dépense, considérable pour une hauteur même assez faible, ne croît pas très-vite avec la hauteur ; de sorte que, pour les petites hauteurs, le remblai est moins cher que le viaduc, et pour les grandes il est plus cher.

Il y a une hauteur pour laquelle il est indifférent d'établir l'un ou l'autre.

Cette hauteur limite serait facile à calculer : il suffirait d'établir les prix par mètre courant de remblai et par mètre courant de viaduc en fonction de la hauteur et d'égaler ces deux prix.

Mais un pareil calcul n'aurait point d'utilité pratique, car les chiffres se modifient dans chaque cas particulier suivant l'abondance des remblais dont on dispose, suivant les prix des maçonneries, suivant le terrain de fondation.

Le calcul est donc à recommencer dans chaque cas, si l'on veut savoir à quel genre d'ouvrage il convient de donner la préférence.

C'est en général de 20 à 25 mètres de hauteur que la substitution du viaduc au remblai commence à devenir avantageuse.

La construction des viaducs ne diffère guère de celle des ponts, et, pour la faire comprendre, nous allons décrire les principaux types connus.

1. Viaduc du chemin de fer de Vincennes (gare de la Bastille). — Les figures 1 et 2 de la planche XXV représentent le viaduc de la ligne de Vincennes, qui touche à la gare de la Bastille. La hauteur n'exigeait pas un viaduc ; mais le terrain est si cher en cet endroit qu'il était indispensable de l'économiser ; en construisant une série d'arcades, on pouvait les transformer en magasins utiles et de location facile.

Ce viaduc, d'environ 1,200 mètres de long, est composé de 71 arches en plein cintre de $10^m,04$ de diamètre ; l'épaisseur du corps des voûtes est uniforme et égale à $0^m,60$; sur les têtes, cette épaisseur a été portée à $0^m,68$, et les bandeaux en pierre de taille font saillie de $0^m,03$ sur les tympans en briques de Bourgogne.

Les piles ont un fruit de 1/15 ; leurs extrémités sont en pierres de taille et le reste de leur parement en moellons piqués ; elles reposent sur un socle, posé lui-même sur une couche de béton de $0^m,50$ de hauteur. Il n'y a donc pas eu de difficulté de fondation.

Les tympans en briques sont ornés d'écussons en pierre de taille et le couronnement est formé de voûtes en mâchicoulis.

Ce couronnement est d'un bon effet ; mais, il paraît, suivant nous, n'être pas terminé ; nous pensons que s'il avait été placé un peu plus bas et surmonté d'un parapet en pierre, il eût paru plus élégant.

Les tympans sont évidés à l'intérieur au moyen de voûtes longitudinales et toutes les maçonneries sont protégées par des chapes.

Les arcades communiquent par une voûte longitudinale en plein cintre que l'on aperçoit sur la coupe.

Toutes les maçonneries des voûtes sont hourdées en mortier de ciment, ce qui a permis d'imprimer à la construction une grande rapidité.

Ingénieurs : MM. Vuigner et Bassompierre.

2. Viaduc de Dinan. — Le viaduc de Dinan a été exécuté vers 1847, sur la vallée de la Rance pour livrer passage à la route nationale n° 176 de Caen à Lamballe. C'est à M. l'ingénieur Fessard que l'on doit ce magnifique ouvrage, dont on trouvera les principales dispositions représentées par les figures 3 à 8 de la planche XXV et par la figure 4 de la planche XXIV.

Ce viaduc se compose de dix arches en plein cintre de 16 mètres d'ouverture ; la voie est à $41^m,30$ au-dessus du niveau normal de l'eau dans le canal d'Ille et Rance, qui passe sous une des arches, et la plus grande hauteur entre la base des fondations et le sommet du parapet est de $49^m,15$.

La fondation de chaque pile est un tronc de pyramide, dont toutes les faces

ont un fruit de 0,04 et qui présente au niveau du sol une retraite de 0m,175 sur tout le pourtour; au-dessus vient le fût de la pile.

La base de fondation est comprise dans un rectangle de 12m,01 sur 5m,90.

Chaque pile se compose d'un corps rectangulaire flanqué de deux contre-forts formant avant et arrière-bec.

Le corps rectangulaire a pour section un rectangle de 6m,65 sur 4 mètres; verticalement, il comprend:

1° Un soubassement avec son cordon.	7m,80
2° Le fût principal.	18m,40
3° Le couronnement, comprenant un bandeau de 0m,80 et une imposte de 0m,60, en tout. . . .	1m,40

De sorte que la hauteur totale au-dessus du plan des naissances est de 27m,60.

Les contre-forts montent depuis les naissances jusqu'à la plinthe; ils sont limités à deux plans verticaux et ont une épaisseur uniforme de 2 mètres; latéralement, ils sont inclinés avec un fruit de 0m,034 par mètre, de sorte que leur saillie, de 1m,76 aux naissances de la pile est réduite à 0m,50 sous la plinthe.

On n'a pas reproduit sur les contre-forts toutes les moulures qui décorent la pile proprement dite.

C'est du reste un principe général de ne pas multiplier les lignes horizontales sur des viaducs élevés; l'absence de ces lignes et la prédominance des lignes verticales donnent à l'édifice l'aspect élancé que l'on remarque dans les cathédrales gothiques.

Les culées ont quatre mètres d'épaisseur; leur hauteur n'est que de 8 et de 9 mètres et leur largeur de 6m,55 comme celle des piles. Elles se prolongent par des murs en retour que rejoint une voûte en plein cintre.

Cette disposition de culées évidées est générale dans les viaducs; avec les murs en retour, on augmente la résistance sans augmenter sensiblement le cube des maçonneries.

Les voûtes sont, avons nous dit en plein cintre de 14 mètres de diamètre; les bandeaux des têtes sont extradossés parallèlement et l'épaisseur à la clef est de 1 mètre. Mais, dans le corps de voûte, l'extrados est un arc de cercle de 15 mètres de rayon, embrassant un angle au centre de 76°, et aboutissant par ses extrémités à une plate-forme horizontale par laquelle la maçonnerie des reins est arasée à 5m,80 au-dessus des naissances, figure 3.

Le couronnement et la voie sont supportés par deux galeries longitudinales contiguës, régnant sans interruption entre les culées, profilées suivant un plein cintre de 1m,70 de diamètre; ces deux voûtes sont séparées par un pied-droit comme on le voit nettement sur la figure 4, et encore ce pied-droit est-il percé d'une petite voûte dans l'axe de chaque pile.

Cette disposition, dit M. Fessard, a eu le double résultat de permettre de donner aux parties supérieures du viaduc un aspect et des dimensions monumentales sans augmenter la charge ni le volume des maçonneries, et de fournir la facilité de visiter, d'entretenir et de réparer à toute époque les chapes des grandes voûtes, protégées d'ailleurs par celles des galeries longitudinales.

Le couronnement entre le sommet de la clef et celui du parapet a une hauteur totale de 4m,20 qui se subdivise comme il suit:

1° Une assise de 0m,32 au-dessus de la clef;

2° Des consoles de 1m,10 de hauteur, 0m,40 d'épaisseur, espacées de 0m,581

entre leurs faces voisines, saillantes de 0m,50 sur le nu des tympans, et engagées de 1 mètre dans la maçonnerie;

3° Une plinthe formée d'un larmier de 0m,40 de hauteur faisant saillie de 0m,10 sur les consoles et une cimaise de 0m,26 de hauteur, faisant saillie de 0m,10 sur le larmier et dont la face supérieure forme trottoir;

4° Un parapet de 1 mètre de hauteur sur 0m,30 d'épaisseur, terminé par une face plane dont les arêtes sont abattues en chanfrein.

Les eaux pluviales sont recueillies non par des caniveaux, mais par des gargouilles sous trottoirs.

L'encorbellement porte à 7m,05 la largeur de voie disponible, bien que la largeur entre les tympans ne soit que de 6m,65.

Le profil en travers comprend une chaussée de 5m,05 encadrée par deux trottoirs de 1 mètre.

La chaussée est en empierrement, mais il vaudrait mieux qu'elle fût en asphalte.

« Cet ouvrage réunit d'une manière complète l'apparence de la force, l'harmonieuse grandeur de l'ensemble et l'élégance des détails. Tout d'ailleurs concourt à donner au tableau une beauté singulièrement pittoresque : une vallée dans laquelle la Rance dessine ses contours, et où la mer amène presque sous les arches du viaduc les navires à voiles et à vapeur; des coteaux où les rochers granitiques se mêlent à la plus riche végétation; des constructions disséminées çà et là comme pour donner la mesure de la grandeur du monument; au sommet, des fortifications crénelées qui semblent mettre en présence l'esprit des siècles guerriers et les œuvres pacifiques de notre époque industrielle; la ville assise sur le plateau est comme recueillie dans l'éternelle contemplation du paysage qui se déroule à ses pieds. »

On disposait à pied d'œuvre pour ainsi dire, d'excellents matériaux granitiques : tous les parements vus sont en moellon piqué, et les parties ornées, la plinthe, les consoles sont en pierre de taille.

On a eu soin de ne pas placer de pierres de taille aux angles des piles, afin d'obtenir partout une égale compression. L'intérieur des piles, depuis leur base jusqu'au sommet est composé de pierres régulièrement taillées dans leurs deux lits, soumises à un parallélisme exact, de hauteurs d'assises égales à celles des pierres de parement, mais sans formes ni dimensions régulières en plan et s'assemblant entre elles à joints incertains.

Dans ces conditions, le mortier n'est plus qu'un remplissage et on aurait pu se contenter pour ainsi dire d'une construction à pierres sèches.

La maçonnerie a été hourdée avec du mortier de chaux hydraulique; c'était de la chaux de Doué (Maine-et-Loire) et surtout de la chaux artificielle à double cuisson de Saint-Malo; cette dernière est très-hydraulique.

Le viaduc avec les deux portions de route qui y accèdent a coûté 1,050,000 fr. environ.

La pression par centimètre carré	sur	le rocher est au maximum de. . .	8k,80
—	—	la base des piles au niveau du sol. . .	9k,50
—	—	l'assise des naissances des voûtes.. . .	6k,50

Le granit ne s'écrasant que sous une pression de 700 kilogrammes, on voit qu'on n'a pas fait travailler les pierres à la compression à plus de $\frac{1}{70}$ de leur charge de rupture. Il eût donc été possible, eu égard aux soins pris pour la con-

struction, de réduire d'une manière notable les dimensions des piles; on pouvait par exemple en évider la partie centrale.

Les quantités de mortier employées dans les maçonneries se sont élevées pour la pierre de taille à. . 0,01 du volume de la maçonnerie.
Le moellon piqué. . . . . . . 0, 6 —
Le moellon brut. . . . . . . 0,31 —

La superficie du vide, dans le viaduc de Dinan, forme les 0,673 de l'élévation totale, et le rapport du vide au plein est d e 2,06.

Pour le viaduc de l'Indre, le rapport du vide au plein est de. . .	1,72
— Barentin.	1,88
Aqueduc de Roquefavour.	2,05

3. **Viaducs de la Feige et des Sapins.** — Dans les annales des ponts et chaussées de 1859, M. l'ingénieur Croizette Desnoyers décrit les travaux exécutés pour la construction de la ligne du Bourbonnais (section de Saint-Germain-des-Fossés à Roanne).

Cinq grands viaducs existaient dans cette section; nous empruntons au mémoire de M Desnoyers les dessins de deux de ces viaducs, conçus chacun dans un système d fférent.

1° *Viaducs de la Feige.* — Le premier représenté par les figures 1 à 4 de la planche XXVI, est composé de sept arches en plein cintre de 14 mètres de diamètre, extradossées parallèlement sur les têtes avec des bandeaux de 0^m,90 d'épaisseur.

Le corps de voûte qui a 0^m,90 à la clef est extradossé par un arc de cercle de 10 mètres de rayon, limité à une plate-forme horizontale, arasée à 4 mètres au-dessus des naissances du plein cintre.

Les fondations étaient faciles à établir; elles reposent par l'intermédiaire d'un massif de béton sur du porphyre décomposé ou gore dur.

Les piles à section rectangulaire sont comprises entre des contre-forts dont le fruit se prolonge jusqu'à la corniche.

Les têtes des piles ont elles-mêmes un fruit, plus faible que celui des contreforts, et ce fruit se prolonge même sur les têtes et les tympans des voûtes; la disposition qui consiste à ne pas prolonger le fruit sur toute la hauteur produit en perspective un effet de cassure horizontale fort désagréable.

On s'est attaché à ne pas employer de pierre de taille dans ce travail, sauf pour la plinthe; tout est construit avec des moellons de 0^m,20 de hauteur d'assises, équarris et à parement rustique, formant bossage.

On remarquera aussi qu'on a supprimé les moulures et cordons horizontaux; l'aspect général de l'édifice y a gagné sous le rapport de la légèreté et de l'élégance. Les grandes lignes se détachent nettement et vigoureusement sans qu'il soit permis à l'œil de s'égarer sur les détails.

Les bandeaux de la voûte prolongent la pile immédiatement sans interposition de corniche, et la hauteur apparente des voûtes en est augmentée.

Les reins des voûtes sont remplis en béton maigre; celui-ci est recouvert par la chape qui amène les eaux pluviales à des gargouilles verticales ménagées au sommet des voûtes.

L'épaisseur du ballast est de 1 mètre sur l'axe de la voie et de 0^m,85 sur les

bords; cette grande épaisseur a un excellent résultat au point de vue des trépidations et vibrations de toute nature; le ballast les éteint et les empêche de se propager jusqu'aux maçonneries des voûtes.

Le garde-corps est en fonte, sauf à l'aplomb des contre-forts où l'on trouve des dés en pierre de taille de $0^m,75$ d'épaisseur et de 2 mètres de large.

La culée n'est pas formée avec des murs en retour; elle occupe toute une section rectangulaire de $10^m,20$ de profondeur; mais cette section est évidée par un puits vertical à section circulaire ou elliptique. Cette disposition, inaugurée par M. Morandière au viaduc de l'Indre, semble à M. Desnoyers bien préférable à celle des murs en retour.

En effet, dit-il, à moins de donner aux murs en retour une épaisseur énorme qui les amènerait presque à se toucher, le prisme de terre interposé doit, dans les moments de pluie, exercer une pression à laquelle les murs peuvent difficilement résister. Cette remarque est vraie lorsqu'il faut descendre les fondations des culées à une profondeur comparable à celle qu'on rencontre pour les fondations des piles; mais, elle cesserait d'être vraie lorsque le rocher se relève rapidement à flanc de coteau, comme au viaduc de Dinan et, alors, la disposition des murs en retour est parfaitement acceptable.

2° *Viaduc des Sapins.* — Le viaduc des Sapins (ingénieur: M. Moreau) est moins élevé que le précédent ($27^m,25$ au lieu de 31 mètres.) Il est représenté par les figures 5 et 6 de la planche XXVI.

Il est formé de onze arches en plein cintre de 10 mètres d'ouverture seulement avec des têtes dont l'épaisseur uniforme est de $0^m,85$.

Il est séparé en trois groupes, un de cinq arches et deux de trois arches, par deux piles culées.

Ces piles culées ont une largeur double de celle des piles ordinaires et elles sont munies de contre-forts égaux en élévation aux piles ordinaires.

Les piles culées sont établies en vue d'assurer la stabilité de l'ouvrage et d'empêcher la propagation des vibrations.

Elles ont encore un autre avantage; celui de permettre d'exécuter l'édifice par parties, en décintrant une section avant que les autres soient construites. Mais il faut alors qu'on ne soit pas pressé par le temps.

Le viaduc des Sapins est traité avec plus de luxe que le précédent; il possède des chaînes et des cordons en pierre de taille, ce qui fait, que, malgré la réduction dans l'ouverture, il ne paraît pas beaucoup plus élancé.

Nous pensons avec M. Desnoyers qu'au point de vue de l'effet architectural il convient de donner un fruit à toutes les parties des têtes afin d'éviter un effet de cassure; tout au moins, devra-t-on, comme au viaduc de Dinan, prolonger jusqu'à la corniche le fruit des contre-forts, en admettant que les bandeaux et les tympans ne possèdent aucun fruit.

Le parapet du viaduc des Sapins est tout entier en pierre de taille.

Le viaduc de la Feige a coûté 2,917 francs par mètre courant et celui des Sapins 3,165 francs malgré la moindre hauteur; le prix par mètre superficiel d'élévation est de 119 francs pour le premier et de 137 francs pour le second; le mètre cube de maçonnerie est revenu à 31 francs dans le premier et à 36 francs dans le second.

L'avantage est donc en faveur du viaduc qui a les plus grandes arches.

Avec des matériaux calcaires, de taille facile, M. Desnoyers estime qu'on peut faire un viaduc de 30 à 35 mètres de hauteur pour le prix de 100 francs par mètre carré de l'élévation totale.

Le rapport du vide au plein est de 1,60 pour le viaduc de la Feige.

Le rapport du vide au plein est de 1,56 pour celui des Sapins.

Il faut tenir compte de ce que le rapport du vide au plein augmente avec la hauteur, ce qui explique en partie pourquoi ce rapport atteint 2^{m},06 dans le viaduc de Dinan.

La pression par centimètre carré est

Au sommet des piles. . .	4^{k},51 pour le viaduc de la Feige et	4^{k},70 pour le viaduc des Sapins.
A la base des piles. . . .	6^{k},32	—	5^{k},20	—
Sur le sol de fondation. .	4^{k},73	—	5^{k},70	—

Les deux viaducs ont été exécutés en deux campagnes.

Les fondations ont été hourdées avec du mortier de chaux très-hydraulique de Joze (Puy-de-Dôme). Puis on a substitué un mortier de chaux moyennement hydraulique de Cusset, de pouzzolane d'Auvergne et de sable; enfin on reconnut que les porphyres décomposés qu'on trouvait dans les fondations jouaient le rôle des arènes de Bretagne et se conduisaient comme des pouzzolanes.

Viaduc de la Fure. — Le viaduc de la Fure, construit par M. Toni-Fontenay, sur le chemin de Saint-Rambert à Grenoble, a beaucoup d'analogie avec le viaduc des Sapins que nous venons de décrire. Il comprend 16 arches en plein cintre de 14 mètres d'ouverture; les piles ont 2^{m},50 aux naissances des voûtes et 5 mètres à la base.

La hauteur de ces piles est de 29^{m},50, et la hauteur des rails au-dessus des eaux de la Fure est de 41^{m},40.

L'épaisseur des voûtes à la clef est de 0^{m},80.

La largeur entre les parapets est de 8 mètres et de 8^{m},92 entre les tympans.

Les piles sont en maçonnerie ordinaire avec parements en moellon piqué et chaînes de pierres de taille aux angles.

Les tympans et la douelle des voûtes sont en briques, ainsi que le parapet.

Le remplissage des reins s'est fait en béton maigre, et les eaux sont amenées par une chape à des gargouilles ménagées dans le sommet des voûtes.

Le travail a été exécuté à forfait pour un million; le prix de revient du mètre carré d'élévation est donc de 115 fr. 30.

4. **Viaducs de Barentin et de Malaunay.** — Les viaducs de Barentin et Malaunay, sur la ligne de Rouen au Havre, ont été construits sous les ordres d'un ingénieur anglais, M. Locke. Ils ne présentent rien de particulièrement remarquable, si ce n'est leur légèreté et sont surtout intéressants par les accidents dont ils ont eu à souffrir.

Le viaduc de Malaunay, représenté par les figures 4, 5, 6 de la planche XXVII, comprend huit arches de 15 mètres d'ouverture; sa longueur totale est de 145 mètres, et sa plus grande hauteur de 25 mètres.

Les piles ont 2^{m},70 de largeur au sommet et 3^{m},30 à leur base près du socle.

L'épaisseur des voûtes à la clef est de 0^{m},75; cette épaisseur est uniforme sur tout le développement des intrados; les reins sont remplis en maçonnerie et le massif de remplissage est arasé horizontalement à peu près à la hauteur du joint de rupture.

Les tympans sont élégis au moyen de quatre petites voûtes longitudinales en plein cintre de 1^{m},30 de diamètre; de même le fût de la pile est évidé par quatre petites voûtes en plein cintre de 1^{m},01 d'ouverture, dont les pieds-droits règnent sur toute la hauteur de la pile, comme on le voit sur les coupes transversale et longitudinale,

Sur les petits côtés, les piles ont un fruit courbe ; ce fruit courbe est adopté sur tous les ouvrages construits par les Anglais dans les lignes de Normandie.

Le socle seul des piles est en pierre ; le reste de la construction est en briques.

Le viaduc de Barentin, dont nous allons parler tout à l'heure, était construit sur le même modèle que celui de Malaunay ; il s'écroula et sa chute inspira les plus sérieuses inquiétudes pour son similaire. L'administration ordonna alors que le viaduc de Malaunay serait soumis à une série d'épreuves très-fortes; en particulier on lui imposa une surcharge prolongée de 3,000 kilogr. par mètre carré.

Cette surcharge ayant déterminé des mouvements à la base des piles dans le socle, on décida que celui-ci serait consolidé par des boucliers en fonte, appliqués sur les faces opposées, et réunis par de forts tirants en fer.

Le viaduc de Malaunay a couté 660,000 francs ; le prix de revient est de 180 fr. par mètre carré de l'élévation totale, et de 78 fr. par mètre cube de maçonnerie.

Le viaduc de Barentin est représenté par les figures 1, 2, 3 de la planche XXVII, tel qu'il a été reconstruit après sa chute. Il est en rampe de $0^m,016$ et en courbe de 800 mètres de rayon, ce qui, on le conçoit, n'est guère favorable à la stabilité ; exécuté d'abord sur le même type que celui de Malaunay, il s'écroula, et le conseil des ponts et chaussées exigea les modifications que représente le dessin. La reconstruction fut enlevée en six mois.

L'ouvrage comprend 27 arches de 15 mètres d'ouverture et la plus grande hauteur des rails au-dessus du fond de la vallée est de 33 mètres.

Le prix de revient a été de 123 francs par mètre carré de l'élévation totale.

La pression maxima par centimètre carré, dans le viaduc de Barentin, est de $3^k,95$ à la retombée des voûtes, $5^k,47$ au milieu de la hauteur du fût, $4^k,20$ au sommet du socle et $3^k,52$ sur le béton de fondation.

5. Viaduc de l'Aulne. — C'est à M. Arnoux, ingénieur des ponts et chaussées que l'on doit la construction du magnifique viaduc de Port-Launay, sur l'Aulne, (ligne de Nantes à Brest). Lui-même a décrit son œuvre dans une notice spéciale à la quelle nous empruntons les dessins de la planche XXVIII.

Nous ne parlerons point des fondations, dont nous avons donné le détail dans notre traité de l'exécution des travaux, et nous emprunterons au compte rendu de l'Exposition universelle de 1867, la description suivante :

« Le viaduc se compose de douze arches de 22 mètres d'ouverture et présente une longueur totale de 357 mètres. Sa hauteur est de $48^m,40$ par rapport au terrain des prairies de la vallée, de $52^m,50$ par rapport au niveau moyen de la mer et enfin de $54^m,70$ par rapport au sol de fondation des piles en rivière. Sa superficie en élévation est 14,310 mètres, parapet non compris, et le volume total de maçonnerie s'élève à 49,065 mètres cubes.

Pour les viaducs dont la hauteur dépasse 40 à 45 mètres, il a été jusqu'à présent d'usage d'établir deux étages d'arches superposées, ou tout au moins de contre-buter les piles par des voûtes intermédiaires de plus faible largeur, ainsi qu'on l'a fait, par exemple, au viaduc de Chaumont. Mais dans le cas actuel, la nécessité de conserver un passage facile pour les navires qui fréquentent les ports de Châteaulin et de Port-Launay, aurait obligé à donner à l'étage inférieur 30 mètres sous clef, et par suite l'étage supérieur se serait trouvé beaucoup moins élevé que l'étage inférieur, contrairement aux dispositions habituellement suivies. L'effet n'en aurait pas été heureux; et l'on a préféré renoncer à tout contre-butement intermédiaire en n'établissant qu'un seul rang d'arches.

En raison de la hauteur exceptionnelle ainsi donnée aux arches, il convenait d'augmenter pour elles l'ouverture ordinaire, afin de les maintenir dans de justes

proportions. On y était porté également par un autre motif; il est à remarquer, en effet, que les ouvertures moyennes habituellement données aux arches des viaducs font très-bien en élévation sur un dessin, mais qu'en exécution et surtout lorsqu'il s'agit d'un ouvrage d'une grande longueur, pour lequel la plupart des arches sont nécessairement vues en perspective, les vides de ces dernières arches sont singulièrement réduits en apparence et finissent même par disparaître tout à fait pour l'observateur. Pour atténuer autant que possible cet effet, il ne suffit pas d'augmenter le rapport du vide au plein en élévation, il faut de plus que le rapport de l'ouverture des arches à la dimension transversale des piles soit accru dans une forte proportion. On a donc été conduit pour le viaduc de Port-Launay, à donner aux arches une ouverture de 22 mètres; des voûtes de cette dimension, reposant sur des piles élevées, donnent beaucoup de jour et procurent à l'ouvrage un aspect d'ampleur et de légèreté rarement atteint dans les constructions de ce genre.

Mode de construction. — Les piles ont $4^m,80$ d'épaisseur aux naissances des voûtes et sont appuyées par des contre-forts, ayant $2^m,40$ d'épaisseur au même niveau: ces contre-forts dont le fruit est beaucoup plus considérable que celui des piles elles-mêmes et qui présentent sur elles une saillie très-marquée, surtout à la partie basse, diminuent à l'œil leur épaisseur et donnent beaucoup d'élégance à l'élévation. Ils sont d'ailleurs utiles, non-seulement pour s'opposer aux déversements, mais de plus pour augmenter les superficies horizontales et diminuer les pressions par unité de surface. Ces pressions, pour lesquelles on s'est attaché à ne pas dépasser sensiblement 9 kilogrammes par centimètre carré, sont :

Aux naissances.	$5^m,84$
A la base des piles sur les socles. . .	$8^m,65$
A la base des socles.	$9^m,12$
Sur le sol de fondation.	$7^m,29$

L'emploi de la pierre de taille a été exclusivement limité au couronnement des soubassements, aux tailloirs des contre-forts, aux plinthes et aux parapets; tout le reste des parements vus, y compris les angles des piles et les bandeaux des voûtes, est entièrement formé de moellons parementés à bossages rustiques; seulement pour bien dessiner les lignes et pour assurer l'exactitude de la pose, on a, sur chaque angle, détaché les arêtes par des ciselures continues. La maçonnerie de ce genre en écartant toute recherche d'appareil et en ne faisant ressortir que les lignes principales de la construction, présente un caractère d'homogénité très-rassurant et qui convient d'une manière spéciale pour un grand ouvrage. On a même évité de placer un cordon aux naissances afin que la voûte continuant la pile sans interruption, augmentât encore en apparence la hauteur des arches vues d'en bas.

Sur un ouvrage aussi élevé et surtout avec d'aussi grandes arches, la trépidation des trains s'exerçant sur un remplissage, entre les murs des tympans, pourrait produire des poussées dangereuses, et, pour les éviter, on a construit, sur les reins de chacune des grandes voûtes, trois petites voûtes longitudinales de $1^m,20$ d'ouverture; on n'a pas adopté des ouvertures plus grandes, parce que l'augmentation d'élégissement que l'on aurait pu réaliser se serait trouvée sans importance par rapport à la masse totale pesant sur chaque pile, et parce qu'il était beaucoup plus utile de donner aux murs séparant les petites voûtes une grande solidité; pour augmenter encore leur résistance et prévenir toute flexion dans la partie où ils ont le plus de hauteur, on les a reliés par deux lignes de voûtes

perpendiculaires qui s'opposent au rapprochement, pendant que de forts tirants reposant au-dessus de ces dernières voûtes empêchent au contraire tout écartement. Des puits avec regards ménagés sur l'axe du viaduc permettront à toute époque de descendre de la voie pour visiter les voûtes intérieures.

Pour l'ensemble du viaduc, le rapport du vide au plein en élévation est de 2,13 et le cube moyen de maçonnerie par mètre superficiel en élévation est de $3^m,43$.

Matériaux employés. — La pierre de taille et le moellon de parement sont en granit gris foncé provenant des environs de Rostrenen (Côtes-du-Nord); le moellon brut est une roche amphibolique très-dure extraite à Dinéault, sur les bords de l'Aulne; le sable a été pris sur les grèves de la mer, en dehors de la rade de Brest; enfin la chaux hydraulique a été fournie par les usines de Doué (Maine-et-Loire) et Échoisy (Charente).

L'intérieur des maçonneries des piles, au lieu d'être en libages ou en moellons smillés sur les lits, comme on l'a fait pour d'autres grands viaducs, est simplement en maçonnerie de moellons bruts ; seulement cette maçonnerie a été faite avec soins, et en outre pour rendre le mortier plus énergique, on a ajouté à chaque mètre cube de mortier 100 kilogrammes de ciment de Portland. La même précaution a été prise pour les maçonneries des voûtes aux abords de la clef. Enfin, pour soustraire les maçonneries de fondation à l'action destructive de l'eau de mer, la couche inférieure et les parements des massifs de fondation des piles en rivière ont ète maçonnés exclusivement avec du mortier de ciment de Portland.

Cintres. — Les cintres étaient soutenus par des rails traversant les maçonneries des piles au niveau des naissances. Par arche, le cube de bois employé s'est élevé à 106 mètres et la dépense du cintre a été de 8,000 francs environ. Le tassement au sommet pendant la construction a été en moyenne de $0^m,09$, mais le tassement des voûtes, par suite du décintrement, ne s'est élevé en moyenne qu'à $0^m,015$.

Durée d'exécution. — Les travaux ont été adjugés le 18 mars 1864. Pendant le reste de la campagne on a fait des approvisionnements et fondé sept piles, dont deux en rivière ; dans la campagne de 1865 on a terminé les fondations et élevé toutes les piles et culées jusqu'au niveau des naissances ; enfin dans la campagne de 1866 on a construit toutes les voûtes et terminé l'ouvrage, sauf les parapets. La construction du viaduc a donc duré près de trois ans.

Dépenses. — Les dépenses faites pour la construction du viaduc de Port-Launay se résument ainsi qu'il suit :

NATURE DES TRAVAUX.	DÉPENSES EFFECTUÉES	
	EN TOTALITÉ.	PAR MÈTRE LINÉAIRE.
Fondations	320.000	896
Piles et culées jusqu'aux naissances	980.000	2.745
Des naissances à la plinthe	610.000	1.709
Plinthes et parapets	130.000	364
Cintres	100.000	280
Abords et travaux accessoires	60.000	168
TOTAUX AU-DESSUS DES FONDATIONS	1880.000	5.256
TOTAUX, FONDATIONS COMPRISES	2200.000	6.162

Les prix par mètre superficiel en élévation, sont :

Au-dessus des fondations.	131 francs.
Et fondations comprises..	154 —

Enfin les prix moyens par mètre cube de maçonnerie de toute nature sont :

Au-dessus des fondations..	56 francs.
Et fondations comprises.	45 —

Les contre-forts occupent juste la moitié de la largeur des piles, leurs têtes ont un fruit de $0^m,07$, tandis que les têtes du viaduc ont sur toute la hauteur un fruit de $0^m,03$.

Les piles ont sur leur grande face $0^m,02$ de fruit et dans le même sens les contre-forts n'ont que $0^m,01$.

Les culées ont une longueur de $20^m,10$ sur une hauteur de 20 mètres ; mais elles sont évidées à l'intérieur au moyen d'un puits rectangulaire de 11 mètres de long sur $5^m,20$ de large et ces évidements sont recouverts par des voûtes de $11^m,32$ d'ouverture.

Les voûtes du viaduc ont $1^m,05$ d'épaisseur à la clef; cette épaisseur a été portée à $1^m,20$ sur tes têtes.

Les bandeaux des têtes ont le même fruit 0,03 que les tympans; mais ils font saillie de $0^m,05$ sur ceux-ci.

Dans chacune des arches sont noyées six armatures en fer composées de tirants en fer plat de 50 millimètres sur 15, terminés par des ancres en fer rond de $0^m,03$ de diamètre qui pénètrent dans les deux voussoirs dont le joint livre passage au fer plat. On rend ainsi toute la voûte solidaire et on n'a pas à craindre ces disjonctions qui se produisent quelquefois au décintrement entre les têtes et le corps de douelle.

Les maçonneries des voûtes d'élégissement sont recouvertes d'une chape formée d'une couche de $0^m,05$ de mortier surmontée d'une couche de $0^m,015$ d'asphalte; cette chape est soigneusement soudée à la maçonnerie et relevée le long des plinthes.

Le couronnement est largement traité et sa vigueur est en rapport avec les dimensions de l'œuvre; nous recommandons d'en étudier les détails.

Le parapet est en pierres de taille évidé par des oves.

C'est sous la direction de MM. Morandière et Desnoyers que le viaduc de l'Aulne a été projeté et exécuté.

Résumé sur les viaducs à un étage. — Nous terminerons par cet ouvrage la série des viaducs à un seul étage.

En général, c'est à partir de 25 mètres de hauteur que le remblai cesse d'être économique, et qu'on a recours au viaduc.

Le viaduc se fait toujours en plein cintre, et l'on proportionne le diamètre à la hauteur.

Au point de vue architectural, l'effet est satisfaisant, lorsque la hauteur sous clef est égale à deux fois ou deux fois et demie l'ouverture; cette règle simple permet de déterminer facilement les dimensions à adopter dans les divers cas.

Il va sans dire que cette règle n'est pas absolue, car, à côté de l'effet architectural, il faut placer la question de dépense; avec des fondations faciles, on

peut multiplier les points d'appui; avec des fondations très-difficiles, il faut au contraire en réduire le nombre.

L'épaisseur des piles au sommet doit être au moins égale à la double épaisseur des voûtes dont elles reçoivent les retombées, et il faut que sur toutes leurs faces les piles présentent un fruit suffisant pour donner à la base un large empatement.

La suppression du cordon au sommet des piles est toujours d'un excellent effet; elle donne à l'ouvrage un aspect élancé.

Les têtes des voûtes et les tympans ne doivent pas être verticales, mais inclinées suivant le même fruit que la petite face des piles.

Les bandeaux des têtes sont placés en saillie de $0^m,03$ à $0^m,05$ sur le nu des tympans.

Les piles culées ont l'avantage de permettre d'exécuter le travail par parties; elles ne sont pas indispensables à la stabilité et nous ne pensons pas qu'on doive en conserver l'usage.

En ce qui touche la crainte de la propagation des vibrations, on s'en met à l'abri en ayant recours à des voûtes de décharge supportant au moins $0^m,80$ de hauteur de ballast.

L'emploi de la pierre de taille, des chaînes d'angle, des cordons horizontaux, doit être proscrit.

Lorsqu'on ne dispose que de mortiers ordinaires, on se sert de moellons arasés par assises bien horizontales, afin d'avoir une compression uniforme.

Mais, lorsqu'on a recours aux mortiers de ciment, qui donnent des piles monolithes, on ne s'astreint plus aux assises horizontales et on se sert de moellon brut.

Les viaducs à un seul étage s'emploient jusqu'à une hauteur de 45 à 50 mètres; mais rien ne prouve qu'il serait impossible de les élever davantage.

6. **Viaduc de Morlaix.** — Le viaduc de Morlaix est le type du viaduc à deux étages; on en a établi plusieurs autres en France sur le même modèle.

Il a été établi sous la direction de MM. les ingénieurs Planchat et Fenoux. Les figures 7 et 8 de la planche XXVII, en donnent l'élévation générale et la coupe, et en voici la description que nous empruntons à la notice de l'Exposition de 1867 :

« Le viaduc sert au passage du chemin de fer de Rennes à Brest, dans la vallée où est bâtie la ville de Morlaix. L'ouvrage se développe à travers plusieurs rues de la ville, et franchit les quais du bassin à flot, au-dessus duquel les rails sont établis à une hauteur de $56^m,75$. La plus grande élévation du viaduc, depuis le rocher qui a reçu les fondations, jusqu'au niveau des rails, est de $62^m,16$. Sa longueur, mesurée sur les parapets, est de 292 mètres.

Dimensions essentielles. Description. — L'ouvrage est formé de deux étages: l'étage supérieur comprend 14 arches en plein cintre, de $15^m,50$ d'ouverture, ayant entre les têtes une largueur de $8^m,55$; elles sont portées par des piles formant contre-forts sur les tympans, et donnant, au niveau des rails, une baie d'évitement de $0^m,50$ de profondeur. L'épaisseur des piles, aux naissances, est de $4^m,25$.

Toutefois, pour se prémunir contre la propagation des vibrations au passage des trains, on a renforcé l'épaisseur de trois de ces piles qui ont 5 mètres aux naissances. Les voûtes extrêmes se perdent dans les talus des remblais, où elles sont reçues par des piles culées ayant $5^m,50$ d'épaisseur; on a annexé à ces

culées de petits murs en retour, de 3 mètres de longueur, dont l'effet est de terminer l'ouvrage d'une façon plus satisfaisante.

Aucun évidement n'a été ménagé dans les tympans. Ils ont été remplis par de la maçonnerie hydraulique. Des tirants noyés dans cette maçonnerie relient entre elles les deux têtes du viaduc.

Dans les voûtes, les voussoirs de douelle formant contre-clefs sont cramponnés deux à deux.

Le viaduc est recouvert d'une chape en bitume. Les écoulements d'eau ont été ménagés, aux clefs de voûtes, suivant l'axe du chemin de fer.

La hauteur minimum de ballast, sur l'axe des piles, est de 1m,10. La hauteur maximum, aux clefs de voûte est de 1m,25.

Les arceaux de l'étage inférieur ont 10 mètres de largeur entre les têtes. Ils sont au nombre de neuf. Les voûtes y sont couronnées par une plate-forme pavée, au niveau de laquelle les piles sont percées, suivant la direction de l'axe du chemin de fer, de baies en plein cintre de 2 mètres d'ouverture, destinées à donner un passage continu.

Dans le sens de l'axe du chemin de fer, les piles ont un fruit de 0m,025 par mètre à l'étage du haut, et de 0m,045 par mètre à l'étage du bas. Ces fruits sont respectivement de 0m,08 et de 0m,10 par mètre dans le sens perpendiculaire à l'axe du chemin.

Nature du sol. Système de construction. Matériaux. — Toutes les piles ont été établies directement sur le rocher, formé par un schiste bleu, bien résistant, se trouvant en moyenne à 6 mètres environ au-dessous du sol naturel. Le viaduc est entièrement construit en pierres; l'intérieur est en maçonnerie brute, le parement est exécuté en moellons piqués, à part les angles, les cordons, les plinthes, les archivoltes et les parapets qui sont en pierres de taille.

Les moellons piqués et les pierres de taille sont des granits, provenant pour la plupart des îles de la rade de Morlaix.

On a employé des moellons bruts granitiques de la même provenance dans les parties inférieures de l'ouvrage où les pressions sont les plus fortes. Dans les parties supérieures les moellons bruts employés sont des grès et des schistes bien choisis dans les tranchées du chemin de fer.

La chaux a été en général fabriquée sur place avec des calcaires hydrauliques provenant des carrières d'Échoisy, de Richebonne et de Marans.

Le cube total des maçonneries est de 65,830 mètres, répartis comme suit :

2,724 mètres cubes de pierres de taille; 8,400 mètres cubes de moellons piqués de parement et 56,706 mètres cubes de maçonneries de moellons avec mortier de chaux hydraulique.

Sur ces 56,706 mètres cubes, 3,942 mètres cubes des fondations ont été exécutés avec mortier de ciment de Portland.

Époque, durée et mode d'exécution des travaux. — Les maçonneries du viaduc ont été commencées dans le deuxième semestre de 1861, l'ouvrage a été terminé en octobre 1863. Le travail mensuel moyen a été d'environ 2,630 mètres cubes de maçonneries. Le plus grand cube produit pendant un mois a été de 5,000 mètres. Le nombre total des journées d'ouvriers de diverses sortes, pendant toute la durée du travail, a été de 448,563. Au moment de la plus grande activité des travaux, l'entrepreneur a employé 900 ouvriers, 3 machines à vapeur, 65 gabares pour approvisionnements, et un remorqueur à vapeur.

La position de l'ouvrage au milieu des maisons de la ville et le manque d'emplacement qui en résultait pour l'établissement d'échafaudages latéraux, ont

entraîné l'emploi d'un pont de service reposant sur les piles et s'élevant, à l'aide de verrins, au fur et à mesure de l'avancement des maçonneries. Ce pont de service consistait en une passerelle américaine en bois à deux planchers. Les matériaux arrivant au pied de l'ouvrage, étaient montés, sur le plancher supérieur de la passerelle, à l'aide de trois machines à vapeur placées au niveau des quais du port. Deux voies de fer établies sur ce plancher conduisaient les bourriquets de matériaux sous deux grues fixes, placées au-dessus de chaque pile et servant à descendre lesdits bourriquets.

Une chaîne sans fin, mue par l'une des machines à vapeur, montait les augets à mortier qui étaient distribués aux goujats, au niveau du plancher inférieur de la passerelle, par lequel se faisait le transport jusqu'aux écouloirs communiquant avec les caisses à mortier installées sur chaque pile. Cette même chaîne montait les arrosoirs destinés à donner à la pierre l'humidité nécessaire pour la bonne prise du mortier. Pour les parties les plus élevées du viaduc, le montage à la machine a été supprimé et le service s'est fait sur la passerelle par les deux coteaux.

Le chantier où les matériaux étaient déposés était situé en dehors de la ville et relié au viaduc par une voie de fer établie le long du quai de la rive gauche du bassin à flot. Les wagons transportant les pierres et le sable étaient traînés par des chevaux depuis le chantier jusqu'au viaduc.

Superficie. Pressions. — La superficie verticale de l'ouvrage, vides et pleins confondus, est de 14,565^{m},67 dont 5,954^{m},37 pour les pleins, et 8,611^{m}.30 pour les vides ; ces superficies sont mesurées des fondations au parapet. Le rapport des vides aux pleins est de 1,45. Le cube de maçonnerie, par mètre carré d'élévation, est de 4^{m},51. Les pressions par mètre carré, aux diverses sections des piles sont les suivantes :

Aux naissances supérieures. . . .	4,350 kilog.
Aux socles inférieurs.	7,500 —
Au niveau des fondations..	8,120 —

Dépenses. — La dépense d'exécution du viaduc s'est élevée à 2,502,905^{f},23 non compris 171,635^{f},23 pour divers travaux aux abords, ce qui correspond, pour le viaduc seul, à 171^{f},83 par mètre superficiel d'élévation (vides et pleins confondus) et à 38^{f},36 par mètre cube de maçonnerie.

Les dépenses se sont d'ailleurs réparties de la manière suivante par étage du viaduc :

Fondation.	283,220^{f} 02
1er étage..	810,781 73
2e étage..	1,408,903 42
TOTAL. . . .	2,502,905^{f} 23 »

Le viaduc de Morlaix possède évidemment une massivité exagérée ; c'est un fort bel ouvrage, mais il aurait certainement gagné en élégance et en légèreté, si l'on avait diminué les dimensions des supports.

Il est certain que l'édifice se passerait fort bien du contreventement horizontal, en même temps qu'on pourrait augmenter de 5 à 6 mètres l'ouverture des voûtes.

Les trois cordons horizontaux que l'on remarque sur les piles à diverses hau-

teurs auraient pu être supprimés et leur suppression aurait en apparence allongé les piles dans le sens vertical.

Remarque. — Pour obtenir un effet satisfaisant avec un viaduc à deux étages, il faut donner un rapport convenable aux hauteurs des deux étages.

L'étage supérieur est plus élevé.

C'est une bonne proportion que d'adopter pour les hauteurs des étages le rapport de 3 à 5.

Soit une hauteur de 66 mètres à franchir; si l'on réserve 2 mètres au-dessus de la clef pour le voussoir et la plinthe, il reste 64 mètres, qui se subdivisent en un étage supérieur de 40 mètres et un étage inférieur de 24 mètres.

L'ouverture des arches supérieures sera prise égale à la moitié de la hauteur sous clef, soit 20 mètres, et le fruit des piles déterminera l'ouverture des arches inférieures.

7. **Viaducs à plusieurs étages.** — Pour les grandes hauteurs on a préféré souvent adopter plusieurs étages de voûte, ce qui a permis de réduire les dimensions des parties, a rendu la construction beaucoup plus facile et a permis d'opérer avec une grande rapidité.

Le plus connu en France est le viaduc de Chaumont sur la Suize, et en Allemagne celui qui a été construit sur la vallée du Goltzch.

Viaduc de Chaumont. — Le viaduc de Chaumont est représenté en élévation partielle et en coupe par la figure 1 de la planche XXIX.

Le rapport du vide au plein y est de $2^m,78$, et le cube de maçonnerie est par mètre carré d'élévation, fondations non comprises, de $2^m,39$.

Voici la description qui en est donnée dans la notice de l'exposition universelle de 1862 :

« Le viaduc de Chaumont sert aux lignes de Paris à Mulhouse et de Saint-Dizier à Gray, réunies sur ce point, à franchir la vallée de la Suize que la ligne de Paris à Mulhouse devait traverser en toutes circonstances. Il se trouve situé à un kilomètre au delà de l'origine du tronc commun et à 500 mètres en deçà de la gare du même nom.

Si l'on fait abstraction du garde-corps en fonte qui lui sert de couronnement, le viaduc de Chaumont est entièrement construit en maçonnerie.

Des piles-culées le divisent en dix travées de cinq arcades chacune. Les piles intermédiaires sont de simples supports, dont l'épaisseur moyenne ne dépasse pas 1/25 de la hauteur maxima du monument. Chaque arcade d'une travée se compose, dans la partie la plus élevée de l'édifice, d'une arche en plein cintre de 10 mètres d'ouverture, qui supporte la voie de fer sur une largeur de 8 mètres entre garde-corps, puis de deux étages intermédiaires formés d'arches de contreventement, ayant à la fois pour but de rompre les trépidations puissantes qui résultent toujours du passage du train et de donner appui aux piles-supports qui eussent été beaucoup trop minces sans cette précaution. En conséquence, ces arcs-boutants n'ont reçu que 3 mètres de largeur entre leurs tympans, au lieu de 8 mètres donnés aux grandes arches supérieures, disposition qui n'avait peut-être jamais été admise jusque-là d'une manière aussi fortement accusée.

D'ailleurs ces arcs-boutans dérivent simplement du plein cintre supérieur, en recoupant ses reins de part et d'autre sur $0^m,125$ de largeur pour l'étage moyen et sur $0^m,25$ pour l'étage inférieur. De sorte que les mêmes cintres ont pu servir du haut en bas de l'ouvrage.

Le viaduc entier a été établi suivant une rampe de $0^m,006$ par mètre que suivent les cordons, la plinthe, le garde-corps et les lignes des centres des trois

étages de voûtes. Les lignes des naissances de ces mêmes voûtes sont placées partout au même niveau que le centre de l'arche correspondante.

Dans le but de rendre la surveillance et la réparation du viaduc plus faciles, on a ménagé, à travers toutes les piles et au niveau des deux étages d'arcs-boutants, des portes en plein-cintre de $2^m,50$ de largeur et de 5 mètres de hauteur sous clef; les arcs-boutants de l'étage inférieur, combinés avec les portes qui leur correspondent, ont permis de constituer un passage de piétons extrêmement utile d'un côté à l'autre de la vallée de la Suize. Un garde-corps très-léger, composé d'une lisse, de trois sous-lisses et de potelets en fer laminé a suffi pour atteindre ce but.

Enfin, le viaduc de Chaumont est à culées perdues, c'est-à-dire qu'il est tel qu'il résultait du type à hauteur maxima que nous venons de décrire, arasé à la partie supérieure suivant la rampe de $0^m,006$ du chemin de fer, mais en même temps recoupé à la base, suivant le relief naturel du sol. Ni murs en ailes, ni murs en retour ne le terminent à ses extrémités. Les remblais aux abords le contre-butent simplement en l'enveloppant par les talus de leur terre coulante.

Les autres particularités que présente le viaduc de Chaumont résultent des conditions dans lesquelles il a été exécuté.

L'emploi de la pierre de taille a été restreint à la formation des cordons généraux qui dessinent la partie supérieure de chaque étage des piles, à la formation des archivoltes des voûtes, ainsi que des consoles et de la plinthe du couronnement, c'est-à-dire à 1/19 seulement du cube total des maçonneries, ou bien à 3,000 mètres cubes en nombre rond.

Dans les assises inférieures, qui supportent un poids de plus de 7 kilogrammes par centimètre carré, le massif de remplissage se compose de maçonnerie de moellons smillés sur leurs lits, de même hauteur dans chacune des assises et qui paraîtraient en plan, comme assemblés sous forme de mosaïque grossière, mais à joints serrés et sans tolérance de cales dans les lits.

Au fur et à mesure que cette pression s'abaissait entre 7 et 5 kilogrammes, on a toléré des joints plus larges, deux assises régulières de remplissage pour une de parement, mais on a continué à proscrire toute cale dans les lits. Enfin, lorsque la pression décroissait au-dessous de 5 kilogrammes, les maçonneries s'exécutaient suivant les règles ordinaires d'une bonne et solide construction.

Ce travail considérable a été achevé en 14 mois par 350 maçons, aidés d'autant de manœuvres à peu près et par 1,800 carriers, tailleurs de pierre ou piqueurs de moellons, disséminés dans les carrières.

La dépense s'est élevée à la somme de 5,774,136 fr. 01 qui se décompose de la manière suivante :

Maçonnerie.	4,948,927^f	38
Echafaudages, cintres, etc. . . .	494,000	»
Fonte pour garde-corps, etc.. . .	82,850	30
Dépenses diverses.	248,358	33

Viaduc du Goltzchthal. — Ce viaduc, représenté par la figure 2 de la planche XXIX, est établi sur la ligne allemande qui va de Leipzig à la frontière bavaroise.

Cette ligne rencontre deux vallées profondes, celles de la Gœltzch et de l'Elster, qu'on était forcé de franchir la première à 80 mètres et la seconde à 70 mètres de hauteur.

On essaya bien de modifier le tracé pour éviter ces travaux gigantesques ; mais

on reconnut en somme que le tracé qui les contenait était le meilleur, et du reste on ne voulait pas sortir du territoire de la Saxe, ce qui ne laissait guère de latitude pour les variantes.

Voici la description du viaduc du Göltzch donnée par M. Couche dans les Annales des mines de 1854 :

« Ce viaduc a 579m,25 de long et 80m,10 de hauteur, y compris les parapets. Il devait se composer de quatre étages d'arcades, ayant respectivement 24m,20 ; 20m,40, 17m,50 et 16m,50 de hauteur, et des ouvertures croissant légèrement de bas en haut (de 11m,87 à 11m,05) pour suite du décroissement d'épaisseur des piliers.

Sur la foi des sondages, qui n'avaient pas été assez multipliés, on comptait que la profondeur à laquelle les fondations devaient descendre pour atteindre le terrain solide (grünstein) ne dépasserait nulle part 8 mètres à 8m,50 ; mais pour une des piles cette profondeur atteignait le double, et pour une autre (la plus rapprochée du fond du thalweg), le triple de ce chiffre.

Cette révélation tardive, survenant quand l'ensemble des travaux de fondations était déjà fort avancé arrêta tout. Constaté, comme il aurait dû l'être, avant qu'on eût mis la main à l'œuvre ce fait eût conduit à remanier complétement le projet, à augmenter les ouvertures ; mais, engagés par les travaux déjà exécutés, les ingénieurs n'avaient que deux partis à prendre : persister, exécuter, coûte que coûte le projet ; ou bien le modifier partiellement, seulement dans la région où le sol se dérobait pour ainsi dire.

C'est à ce dernier parti qu'on s'arrêta. On supprima la pile la plus suspecte ; une seule voûte de 28m,50 remplaça cette pile et les deux ouvertures de 11m,87, et les deux piles voisines furent renforcées en conséquence.

Quant à la première pile mentionnée, on se résigna à pousser jusqu'à la profondeur de 16 mètres pour asseoir les fondations sur la roche, ce qui eût été excessivement dispendieux pour la seconde.

Des pilotis et une épaisse plate-forme en béton à large empatement, auraient sans doute créé dans la masse de schiste et d'argile qui recouvrait ici le rocher, un terrain artificiel d'une résistance proportionnée à l'énormité de la charge. Mais on ne voulait à aucun prix placer les piles dans des conditions de fondations différentes. On redoutait des tassements inégaux. Dans des circonstances ordinaires, l'importance attachée à un mode identique de fondation pour toutes les piles serait à bon droit taxée d'exagération ; mais ici, en présence des proportions inusitées de la construction, c'était de la prudence bien entendue.

Il est difficile que des modifications profondes, introduites en cours d'exécution, n'altèrent pas gravement le caractère architectural d'un grand ouvrage. C'est ce qui arriva ici. En substituant à l'élévation adoptée, pour la région moyenne du viaduc, deux grandes voûtes superposées, on a rompu l'unité, la continuité des lignes, conditions éminemment favorables à l'aspect de ces gigantesques constructions. A côté des grandes voûtes les petites paraissent mesquines ; le rapport du plein aux vides, de part et d'autre des ouvertures principales, semble exagéré. La modification apportée au projet primitif a été vivement critiquée ; si l'on ne peut méconnaître la gravité des motifs qui l'ont provoquée, on ne saurait contester non plus la justesse de ces critiques.

Tel qu'il est cependant, le viaduc de Göltzch est un monument d'un effet très-imposant, et non moins remarquable par le soin qui a présidé à tous les détails de l'exécution que par ses proportions hors ligne.

Sa masse est d'ailleurs réduite par un système d'évidements bien entendu. Les

voûtes des trois rangs inférieurs, de part et d'autre des grandes voûtes du milieu, ne sont pas continues, mais réduites à deux arceaux séparés par un intervalle égal à leur largeur commune. Les pieds-droits sont également percés de grandes baies suivant l'axe ; le fruit général est donné par des retraites au sommet de chaque étage. Ces retraites et les baies permettent de parcourir tout le viaduc au sommet du deuxième étage, — la continuité étant établie par l'extrados de la grande voûte du milieu, — et de saisir d'un coup-d'œil les détails de construction.

Les fondations sont en granite ainsi que les douelles de l'étage supérieur. Les retombées de toutes les voûtes, les soubassements des piles et culées, et les tablettes qui recouvrent les extrados et les retraites, sont en granite ou en grès de l'Elbe ; tout le reste est en briques du pays.

Le travail exécuté en régie, sous la direction de MM. Wilke et Dost, a coûté 8,500,000 fr.

Les bois des échafaudages, débités en traverses, ont été utilisés pour la pose des voies. »

Dans le viaduc de l'Elster qui fait suite au précédent, on a mis à profit l'expérience acquise et les critiques soulevées par le viaduc du Göltzch.

Le viaduc de l'Elster a 272 mètres de longueur, 69^{m},50 de hauteur maximum, parapets compris, et est formé seulement de deux étages, hauts de 34^{m},50 et 33^{m},50 divisés en arcades de 28^{m},30 d'ouverture.

Ce viaduc a plus de légèreté, de hardiesse et en quelque sorte un caractère plus moderne que celui du Göltzch. Il a coûté 3,880,000 francs.

On voit que ses proportions sont en complète opposition avec les rapports en usage dans les viaducs français à deux étages, et cependant l'effet est satisfaisant.

C'est qu'en effet le beau ne se met pas en formule ; lorsqu'on indique les proportions à donner à un ouvrage, on sait qu'en les adoptant on arrivera à quelque chose de bien ; mais rien ne prouve qu'une disposition toute différente ne donnera pas encore un effet meilleur.

Lorsque l'ingénieur est pressé, il n'a qu'à imiter les bons modèles ; mais, lorsqu'il veut créer une œuvre originale et qu'il a le courage de l'étudier avec persévérance, c'est un devoir pour lui de rechercher de nouvelles formes.

8. **Pont viaduc du Point-du-Jour.** — Le pont viaduc du Point-du-Jour, construit par MM. les ingénieurs Bassompierre et de Villiers du Terrage, est un pont ordinaire supportant un viaduc moins large que lui ; ce viaduc se prolonge au delà des rives de la Seine ; sur la rive droite, il s'appelle viaduc d'Auteuil et sur la rive gauche viaduc de Javel.

Nous avons décrit, dans le *Traité de l'Exécution des travaux*, les fondations du viaduc d'Auteuil et celles du pont sur la Seine. Nous ne reviendrons pas sur ce sujet.

La figure 4 de la planche XXIX donne une élévation partielle du pont viaduc sur la Seine.

Cet ouvrage, dit la *Notice de l'Exposition universelle de* 1867, se compose d'un pont ordinaire pour la circulation des voitures et des piétons, à la hauteur des quais projetés pour les deux rives de la Seine encore à l'état de sol naturel dans cette partie de la capitale, et d'un viaduc placé dans l'axe du pont, portant le chemin de fer de ceinture à un niveau supérieur de 10 mètres environ à celui des chaussées des voitures.

La largeur totale entre les têtes du pont est de 31 mètres qui se décomposent ainsi :

2 parapets	1m,00
2 trottoirs attenant aux parapets de 2m,25	4m,50
2 chaussées en asphalte comprimé de 7m,25	14m,50
Trottoir central correspondant au viaduc du chemin de fer.	11m,00
TOTAL	31m,00

Le pont viaduc est horizontal; cette disposition était commandée par l'aspect monumental qu'on devait attendre des dimensions exceptionnelles de cet ouvrage.

Le pont se compose de cinq arches elliptiques égales, dont le grand axe horizontal est de 30m,25.

La flèche ou demi-axe vertical est de 9 mètres.

La naissance des voûtes est à 0m,50 au-dessus du socle qui correspond à l'étiage conventionnel de la Seine, en ce point du fleuve.

La longueur du pont est de 174m,85, décomposée comme il suit :

5 arches de 30m,25	151m,25
4 piles de 4m,72 aux naissances	18m,88
2 demi piles attenant aux culées	4m,72
TOTAL ÉGAL	174m,85

Le viaduc portant le chemin de fer se compose de trente et une arches en plein-cintre de 4m,80 chacune.

A chaque grande arche du pont correspondent six arches du viaduc.

Le viaduc est terminé, à chaque extrémité, par une arche en arc de cercle de 20 mètres d'ouverture, pour le passage des quais projetés sur chaque rive.

Les piles du viaduc ont été descendues jusqu'à l'extrados des grandes arches, et ont été reliées entre elles par de petites voûtes en briques creuses affleurant le niveau des chaussées du pont.

La partie saillante des piles au-dessus du pont des voitures est de 5m,33, leur épaisseur aux naissances des voûtes en plein cintre est de 1m,028; ces piles ont été percées de deux baies de 4m,73 de hauteur sous clef et de même ouverture (2m,25) que celles du viaduc d'Auteuil.

Le montage du viaduc a été d'une grande simplicité et sans difficultés, les parties latérales du pont facilitant singulièrement l'approche des matériaux au pied de chaque pile.

Les tympans du viaduc ont été autant évidés que possible, sans compromettre la solidité de l'assiette du chemin de fer.

L'écoulement des eaux superficielles a été entièrement dissimulé à l'intérieur des piles du viaduc.

Les arches de 20 mètres destinées au passage des quais sur chaque rive ont été construites en dernier, de manière à augmenter la résistance propre de leurs culées de celle des viaducs à la suite.

Les voûtes ont été montées sur des cintres retroussés par suite de l'impossibilité de prendre des points d'appui intermédiaires.

Les grandes arches elliptiques du pont et les voûtes d'évidement intérieur sont maçonnées en meulière et mortier de ciment de Portland; tous les matériaux proviennent des carrières de Château-Landon (Seine-et-Marne).

Les parapets à jour du pont ont été seuls exécutés en pierre de Saint-Ylie (Jura), provenant des carrières de M. de Tinseau, qui a été chargé de la taille et de la pose de ces parapets.

Les motifs de décoration des tympans du pont ont été sculptés sur pierre de Chérence (Seine-et-Oise), par M. Lafontaine.

Les travaux ont commencé le 15 juillet 1863, les fondations ont été terminées dans la même campagne, les grandes arches et les tympans ont été exécutés dans la campagne 1864 ; la circulation a été livrée aux voitures et aux piétons le 15 juillet 1865. A la fin de la même année, le viaduc du chemin de fer était entièrement terminé.

Remarque sur les pressions transmises aux piles de viaducs. — On a vu que tous les constructeurs de viaducs se préoccupaient de l'influence que le passage des trains exerçait sur la pression transmise aux piles.

Au point de vue statique, on peut se rendre compte de cette influence de la manière suivante :

Soit deux demi-voûtes voisines d'un viaduc (figure 3, planche XXIX), et (*ab*) le sommet horizontal de la pile.

Lorsqu'il n'y a pas de surcharge, les deux poussées horizontales sur les clefs (*cf*) et (*gd*) s'équilibrent, et la pression transmise à la pile se réduit au poids P de toute la partie supérieure à (*ab*), ledit poids appliqué au milieu de (*ab*).

Sur un pont ordinaire, le poids fixe P est bien supérieur à toutes les surcharges dues à la circulation, et on ne s'inquiète pas de celles-ci.

Mais, pour un viaduc, la masse des trains peut devenir comparable à la masse des maçonneries, et on a l'habitude d'éprouver les viaducs métalliques au moyen d'une charge de 4000 kilogrammes par mètre courant de voie. Dans le cas qui nous occupe, supposons l'arche de gauche surchargée de 4000 kilogrammes par mètre courant de voie, tandis que l'arche de droite est libre.

La surcharge donnera d'abord un poids vertical p, appliqué au milieu de *ef*, et facile à calculer, et en outre une poussée horizontale supplémentaire q, qui ne sera pas équilibrée à droite.

Cette poussée supplémentaire (q) se calculera rapidement par la formule de Navier,

$$q = R.F,$$

dans laquelle R est le rayon de l'intrados à la clef, c'est-à-dire le rayon du plein cintre d'intrados, et F est le poids de la surcharge appliquée sur un mètre carré de la voûte à la clef.

Nous avons donc à composer deux forces verticales et une force horizontale. Les deux forces verticales p et P ont une résultante R, et celle-ci, combinée avec q par le parallélogramme des forces, donne en grandeur et en direction la résultante des forces agissant sur l'assise (*ab*).

Cette résultante est appliquée au point t, et la pression n'est pas uniformément répartie sur (*ab*); elle est maxima au point (*b*), et on en obtiendra la valeur par les formules que nous avons développées dans la partie théorique. On verra si cette valeur dépasse la limite admissible dans la pratique, eu égard aux matériaux dont on dispose.

Connaissant le point t, on sait qu'il appartient à la courbe des pressions; on pourra en déterminer un autre point sur une assise (*a'b'*) et construire entièrement la courbe des pressions.

Si l'on fait le calcul précédent pour les viaducs ci-après, on trouve pour la valeur des pressions maxima :

Viaduc de Chaumont (base du pied-droit de l'arcade supérieure).....	20k,48
— Dinan (base du socle)........................	18k.20
— L'Aulne (base du socle)......................	13k,96
— Comelle (pied du fût)........................	11k,91
— Morlaix (base du pied-droit de l'étage supérieur.......	11k,05

Ce que nous avons dit sur l'excès de massivité du viaduc de Morlaix se vérifie donc ici.

Les calculs précédents peuvent donner des indications précieuses, mais il ne faut pas leur accorder une confiance absolue, car ils ne tiennent pas compte de l'influence des charges en mouvement et de la superposition des vibrations transmises.

Cependant, il faut remarquer aussi que l'excès de poussée horizontale d'une voûte sur sa voisine ne se transmet pas tout entier à la pile; mais que cet excès se transmet aussi en partie aux voûtes suivantes, surtout lorsque les tympans sont évidés et garnis de petites voûtes longitudinales bien construites.

PONTS BIAIS.

L'usage des ponts biais s'est beaucoup développé depuis l'apparition des chemins de fer, dont la voie est trop rigide pour pouvoir être pliée normalement à tous les cours d'eau qu'elle rencontre, comme on le ferait pour une route.

La construction des ponts biais est une affaire d'appareil : si l'on ne craint pas d'employer des matériaux d'épaisseur inégale, on a recours à l'appareil orthogonal; si l'on veut, au contraire, se servir de matériaux d'épaisseur uniforme, de briques par exemple, on a recours à l'appareil hélicoïdal.

Nous avons expliqué avec détails les deux appareils dans notre *Traité de la coupe des pierres*, et nous ne reviendrons pas sur ce sujet, facile à traiter avec des épures simples de géométrie descriptive.

On trouvera, dans les *Annales des ponts et chaussées*, de nombreux Mémoires sur les voûtes biaises; beaucoup renferment des théorèmes géométriques et des calculs fort intéressants, mais peu utiles dans la pratique.

Voici la nomenclature de ces mémoires, que le lecteur pourra consulter avec fruit :

Annales des ponts et chaussées, mai et juin 1839. Mémoire de M. l'ingénieur Lefort, dans lequel on trouve les formules des courbes de joint.

Annales des ponts et chaussées, juillet et août 1851. Mémoire remarquable de M. l'ingénieur de la Gournerie sur les propriétés géométriques des appareils orthogonal et hélicoïdal.

Annales des ponts et chaussées, juillet et août 1852. Mémoire de M. l'ingénieur Graeff Équations des courbes. Détails de construction.

Annales des ponts et chaussées, mars et avril 1854. Description de l'appareil cycloïdal, par M. l'ingénieur Hachette, qui cherche à se rapprocher de la sim-

plicité d'appareil de l'ancien biais passé ou corne de vache. L'appareil cycloïdal n'a guère été employé.

Annales des ponts et chaussées, juillet et août 1854. Note de M. l'ingénieur Lefort.

Annales des ponts et chaussées, mars et avril 1855. M. l'ingénieur Morandière indique une méthode pratique pour tracer sur le cintre même les têtes et les courbes orthogonales; les panneaux pour la taille des douelles et des têtes sont relevés sur les cintres.

Annales des ponts et chaussées, janvier et février 1856. Mémoire dans lequel M. l'ingénieur Leblanc étudie la stabilité des voûtes biaises.

Annales des ponts et chaussées, 1er semestre 1861. M. l'ingénieur Lucas expose un nouvel appareil de voûte biaise applicable aux biais très-prononcés.

En résumé, il faut éviter les ponts biais toutes les fois qu'ils ne sont pas nécessaires; pour des cours d'eau importants, on arrivera toujours à les éviter ou du moins à ne leur donner qu'un biais peu prononcé. Mais, sur les petits cours d'eau, on a des biais souvent fort prononcés; les poutres métalliques sont très-commodes pour franchir ces passages. Lorsqu'on n'a pas recours au métal, l'appareil hélicoïdal avec maçonnerie de briques est très-commode aussi. L'emploi des mortiers de ciment sur tout ou partie de la voûte permet du reste de faire à peu près ce que l'on veut.

Il ne faut point s'attacher, dans les ponts biais, à la précision géométrique de l'appareil; on se contentera d'une épure faite à assez grande échelle, dont on reportera sur le cintre les résultats numériques, à moins qu'on ne préfère tracer directement l'épure sur le cintre et ne tailler les voussoirs qu'après que le cintre est monté. Lorsque l'on a des têtes en pierres de taille accolées à de la maçonnerie de briques ou à de la maçonnerie de remplissage, on fera bien de relier ces têtes par trois tirants en fer avec ancres noyés dans les voussoirs de tête.

Passages biais avec arcs droits. — Lorsque le biais d'un passage atteint une amplitude notable, la construction devient assez difficile et l'on peut craindre pour la stabilité de l'ouvrage. Autrefois, on s'en tirait en faisant un pont droit d'une longueur de douelle égale à la plus grande dimension du passage à recouvrir, de sorte qu'en plan il restait en dehors de la voie deux passages triangulaires inutiles et de plus disgracieux.

M. l'ingénieur Boucher eut l'idée, en 1847, de recouvrir un passage biais avec une série d'arcs droits, figures 1, 2, 3, 4, 5, planche XXX.

Le chemin de fer de l'Ouest traverse la route nationale n° 10, à Chartres, sous un biais de 36°; on avait songé d'abord à recouvrir le passage par des arcs en fonte parallèles aux têtes, puis on eut l'idée de substituer aux arcs en fonte des arcs en maçonnerie réunis à leur partie supérieure par de petites voûtes minces.

Les culées ont leurs pieds-droits parallèles au biais, mais les angles aigus sont abattus par un petit pan coupé; les pieds-droits sont terminés à 3m,20 au-dessus du pavage par un cordon en pierre de taille.

Le pont est formé de six petites voûtes droites AB, CD, EF....., placées comme des arcs métalliques sous chaque tête et sous chaque rail; ces voûtes ont 0m,80 de longueur et sont séparées par des vides de 0m,70, sauf au milieu où le vide est de 1m,06; leur courbe de tête est une anse de panier à cinq centres de 16m,20 d'ouverture et de 5 mètres de montée.

L'archivolte de tête est appareillée par un extrados parallèle, les archivoltes Les arcs intérieurs sont appareillés par carreaux et boutisses.

Les vides sont recouverts par des voûtes de remplissage dont la figure 5 donne l'intrados et la coupe, et ces voûtes sont aussi appareillées comme des voûtes droites.

Les voûtes de remplissage peuvent être très-légères; c'est un simple contreventement.

M. l'ingénieur Chastellier a construit, sur un bras de la Garonne, à Toulouse, une arche biaise de 45°, dans un système identique au précédent : cette arche est en arc de cercle de 24 mètres d'ouverture et de 4 mètres de flèche, supportée par des pieds-droits de 3m,46 au-dessus des banquettes de halage. Elle se compose de neuf arcs droits de 1 mètre de longueur de douelle, séparés par huit intervalles vides de 0m,80. Les arcs de tête sont en pierre de taille; les arcs intermédiaires, ainsi que les voûtes minces de remplissage, sont en briques.

On reproche à ce système de donner trop de parement vu, et, par suite, d'être coûteux, mais il n'est pas besoin de traiter avec luxe le parement vu des arcs intermédiaires, et, d'un autre côté, la dépense supplémentaire est balancée par l'économie de maçonnerie.

Le système est surtout excellent, lorsqu'on dispose de briques à bon marché.

Il a même été appliqué à des ponts droits, qu'on a formé d'arcs réunis par des voûtes minces, ou même par des dalles, comme nous l'avons indiqué sur le projet de petit pont en briques de 6 mètres d'ouverture. Nous-même, en ce moment, sous les ordres de M. l'ingénieur en chef Degrand, construisons sur la Seine un pont formé de deux arcs en maçonnerie de ciment, de chacun 2m,25 de large, séparés par un vide de 1m,75 que recouvre une petite voûte longitudinale; les arcs ont 33 mètres d'ouverture.

Nous signalerons encore une modification importante de l'application des arcs droits aux ponts biais; c'est celle qui a été adoptée par MM. les ingénieurs Krantz, Partiot et Duval pour le pont biais de cinq arches construit sur la Vézère, aux Eyzies (Tarn).

« Le moyen le plus simple de construire une arche très-biaise, dit M. Partiot, celui qui s'offre le premier à l'esprit, consiste à faire une série d'arcs droits en pierre, indépendants les uns des autres et reliés entre eux par une maçonnerie de remplissage. Ces arcs sont autant de petites voûtes droites qu'il est facile de construire. Ils forment comme des poutres en pierre de taille, qui composent comme la partie essentielle du pont et qui en portent toute la structure. Ce genre de voûte a l'inconvénient de présenter une surface à redans, d'un aspect peu agréable à l'œil. Mais si l'on coupe les parties saillantes des arcs en pierre de taille par la surface générale de la douelle d'intrados, on obtient une voûte qui a les mêmes avantages, mais qui présente une forme continue. Les arcs paraissent alors sur l'intrados comme des chaînes ordinaires en pierre de taille et relient entre elles les différentes portions des maçonneries intermédiaires. C'est cette idée si simple qui a été réalisée au pont des Eyzies. »

CHAPITRE V

GÉNÉRALITÉS SUR LES ÉLÉMENTS DES PONTS ET SUR LEUR CONSTRUCTION. DÉCINTREMENT

GÉNÉRALITÉS SUR LES ÉLÉMENTS DES PONTS.

Grâce aux nombreux exemples que nous venons de donner, notre tâche est maintenant bien facile. Nous n'avons plus qu'à faire une énumération et une critique rapide des éléments des ponts, en indiquant les divers systèmes, leurs avantages et leurs inconvénients.

Fondation. — Nous n'avions rien à dire ici des fondations ; la question a été traitée avec tous ses détails dans le cours d'Exécution des travaux. La science des fondations s'applique à tous les ouvrages d'art, le choix à faire entre les divers systèmes ne dépend que de la nature du sol et non de l'ouvrage à supporter.

Ce que nous recommanderons surtout c'est, avant d'étudier un projet, de relever un profil exact à l'emplacement que le pont doit occuper, et de s'assurer, par des sondages faits avec le plus de soin possible, de la nature des terrains traversés et de leur épaisseur.

Cette opération des sondages est très-délicate ; si on la fait faire par des gens inexpérimentés, ou avec des appareils imparfaits, on court grand risque de se tromper; généralement, on trouvera le terrain solide, le rocher, plus haut qu'il n'est placé en réalité et il en résultera des mécomptes lors de l'exécution.

Nous avons vu que cette circonstance s'était présentée pour le viaduc de la vallée du Göltzch et qu'elle avait entraîné des modifications profondes dans l'élévation projetée.

Lors donc qu'il s'agira d'un travail important et que le terrain solide ne se trouvera qu'à plusieurs mètres de profondeur, on devra, si l'on ne dispose point d'appareils convenables, faire exécuter les sondages par des hommes spéciaux, en qui on peut avoir une absolue confiance. C'est une dépense supplémentaire qui évite tout mécompte pour l'avenir.

Les sondages doivent être assez rapprochés pour qu'on puisse admettre la continuité des assises géologiques entre deux sondages voisins ; dans des vallées étroites, et dans certains terrains, on est exposé à rencontrer des variations brusques de profondeur. On fera bien, dans ce cas, après un premier sondage sur lequel on a dressé le projet, d'en exécuter un autre à l'emplacement même des piles.

Piles — Les dimensions des piles ont été considérablement réduites : comme

elles sont uniquement soumises à des charges verticales, on peut toujours en calculer la section de telle sorte que la pression par unité de surface ne dépasse pas une limite donnée.

Une considération importante est celle de la forme qu'il convient d'adopter en plan pour les avant et arrière-becs.

Ces appendices doivent être profilés de manière à contrarier le moins possible le cours des eaux ; ils jouent le même rôle que la proue et la poupe des navires, et retardent d'autant moins l'écoulement qu'ils sont plus effilés.

Les seules expériences que l'on connaisse sur l'influence qu'exerce la forme des piles sont celles de Gauthey, que représentent les figures de la planche XXXI.

Il a placé dans un canal, parcouru par une eau d'une vitesse supérieure à 3 mètres, de petites piles de section variable et il a relevé les profils en travers que le courant affectait sur les diverses faces de la pile.

Si l'on termine l'avant-bec par une face verticale dans le plan des têtes du pont, il se forme sur cet avant-bec un bourrelet circulaire saillant, d'où résulte un courant vertical affouillant la face amont de la pile ; sur les faces latérales se formaient des ondulations et des remous d'eau tranquille, et la surface d'écoulement se trouvait sensiblement réduite.

Avec un avant-bec formé de deux arcs circulaires concaves les courants latéraux s'accusent davantage encore, bien que le bourrelet saillant le long de l'avant-bec perde de son intensité ; cette forme est détestable.

Avec un avant bec formé de deux arcs convexes, les eaux se relèvent en panache sur la face amont, et les courants latéraux existent toujours, mais au lieu de diverger comme dans le premier cas, ils tendent à se mettre parallèles.

L'avant-bec demi-circulaire produit un effet analogue avec une tendance à la divergence pour les courants latéraux.

Si l'on termine la pile par un angle droit, les eaux se relèvent en panache le long de l'avant-bec, et les courants latéraux occupent un large espace.

Le triangle équilatéral donne un effet analogue réduit.

La forme de pile en fuseau est de beaucoup préférable.

Lorsque les naissances des voûtes sont noyées, le courant rencontre sur une certaine hauteur la face plane des têtes et se trouve rejeté, ce qui rétrécit la section d'écoulement.

En somme, aujourd'hui la question de la forme des piles a bien moins d'importance qu'autrefois, car on a augmenté l'ouverture des arches en réduisant considérablement la largeur des piles, et la section d'écoulement est toujours rétrécie d'une faible quantité.

La forme de l'arrière-bec a moins d'importance ; il y a toujours une certaine zone triangulaire où les eaux restent tournoyantes derrière la pile ; elles offrent en cet endroit un remous plus ou moins accusé.

L'habitude générale aujourd'hui est d'adopter pour les avant et arrière-becs la forme demi-circulaire.

Cependant nous pensons qu'on a abandonné à tort les formes triangulaires ou plutôt ogivales, qui sont plus élégantes que le demi cercle et plus rationnelles ; rien ne s'oppose à ce qu'on les fasse revivre. La planche XXXI en représente deux types qui ne sont pas d'un mauvais effet.

Lorsqu'on a à craindre l'accumulation des glaces ou le passage de corps flottants, il faut éviter de donner à l'avant-bec un angle trop aigu ou le remplacer par un pan coupé.

Nous avons vu que l'on transformait quelquefois les avant et arrière-becs en

véritables tours; c'est ce qu'on a fait au pont de la Concorde et au pont de la Bidassoa, dans un but purement décoratif.

Au pont Louis-Philippe, à Paris, M. Feline Romany a appliqué un profil d'avant-bec, représenté par la figure 1 de la planche XXXII; au lieu d'avoir un tronc de cône, on a une surface de révolution engendrée par la rotation d'un profil concave, renflé vers le bas, de manière à imiter un tronc d'arbre. Cette disposition aurait pour effet de donner plus de vigueur à la construction, si, la plupart du temps, les parties basses n'étaient noyées par les eaux, et, comme la concavité est peu accusée dans les parties hautes, elle passe inaperçue. Nous pensons que cette forme luxueuse et coûteuse n'est pas à imiter dans les cas ordinaires.

Nous en dirons autant de la pile du pont de Wellesley à Limerick, que représente la figure 2 de la planche XXXII; les faces de cette pile sont courbes et sont le prolongement tangentiel de la douelle de la voûte qui est appareillée en forme d'entonnoir, c'est-à-dire avec une forme évasée dont la section minima est au milieu de la voûte.

Les parements des piles doivent être lisses de manière à ne point faire obstacle à l'écoulement; ils doivent en outre être assez solides pour résister aux chocs accidentels. Aussi les fait-on souvent en pierres de taille; mais il suffit, suivant nous, de recourir aux moellons piqués.

Généralement les voussoirs des têtes se retournent sur les avant-becs de manière à rendre ceux-ci bien solidaires des voûtes. Cependant, nous pensons que l'on peut éviter cette sujétion et faire un joint continu à la rencontre des avant-becs et des têtes du pont, pourvu qu'on établisse la liaison à la base par un socle, en haut par le couronnement et à l'intérieur par de gros moellons posés en boutisses. L'emploi des mortiers de ciment rend cette solution très-facile.

Le couronnement se pose généralement au niveau des plus hautes eaux navigables; cependant il n'y a pas de règle fixe à ce sujet; il est convenable d'arrêter l'extrados à une des principales lignes du couronnement et de tracer cet extrados en conséquence.

On ne doit pas s'astreindre à avoir sur les avant-becs des hauteurs d'assises absolument égales; il suffit que la variation ne soit pas trop forte d'une assise à l'autre, l'égalité est du reste impossible à obtenir lorsque les voussoirs des bandeaux se retournent sur les avant-becs.

Le couronnement des piles doit être traité avec vigueur; presque toujours, dans la décoration des ponts, c'est par la maigreur que l'on pèche. Il faut donc, non pas multiplier les moulures, mais les accuser énergiquement en hauteur et en saillie.

Quelques ingénieurs reproduisent sur les piles le motif de la corniche ou plinthe, en y mettant même les consoles ou modillons lorsqu'il en existe sous la plinthe; ce système n'a pas prévalu bien qu'il puisse conduire à un bon effet décoratif.

L'habitude est de terminer les piles par un cône renversé à arêtes peu inclinées sur l'horizon; cependant, lorsqu'on prolonge les piles jusqu'au sommet du pont, on accuse mieux l'ossature pour le spectateur qui regarde le pont de loin comme pour celui qui le parcourt, et on peut tirer bon parti de cette manière de faire pour disposer latéralement à la chaussée des refuges, des bancs, des motifs d'ornement, des becs de gaz. Mais il est évident que c'est là une cause de dépense supplémentaire, qu'il ne faut admettre que dans des circonstances spéciales.

Dans les exemples que nous avons donnés, on trouvera des profils de couronnements de piles; la figure 3 de la planche XXXII représente le couronnement des

piles du pont de Vernon-sur-Seine, couronnement dont l'effet est très-satisfaisant, et a figure 4 représente le couronnement plus simple du viaduc du Guetin.

Le cône qui termine le chapeau des piles est toujours appareillé en pierres de taille; pour éviter dans ces pierres les angles trop aigus, on les appareille quelquefois par redans et refouillements, mais cette disposition a l'inconvénient de faire perdre de la pierre et lorsqu'on le peut, il faut l'éviter, et exécuter le demicône en un seul morceau ou en deux morceaux.

Appareil de bandeaux. — Trois systèmes sont en usage pour l'appareil des bandeaux : 1° on les appareille par redans, et cette forme convient surtout aux arcs de cercle surbaissés; on doit s'arranger de manière à avoir des hauteurs de redans peu différentes : le raccordement des assises des tympans avec les bandeaux des têtes est très-facile, et les moellons des tympans conservent leur forme carrée; 2° on limite les bandeaux à une courbe parallèle à l'intrados, de sorte que tous les voussoirs sont égaux entre eux; c'est un avantage pour la construction; mais il y a un inconvénient, c'est que les assises horizontales des tympans rencontrent l'extrados obliquement, et qu'il faut recouper sous un angle différent chaque moellon touchant à l'extrados. En somme, cet inconvénient est peu de chose, et l'effet n'est pas sensible, si l'on a soin de placer les tympans en retraite de quelques centimètres sur les bandeaux; il y a du reste tendance à n'employer pour les tympans que des matériaux de petite dimension, et c'est peu de chose que de les recouper sur le tas; 3° on limite les bandeaux à un extrados non parallèle à l'intrados, de manière à faire croître la longueur de clef des voussoirs depuis la clef jusqu'aux naissances; c'est la forme la plus rationnelle lorsqu'on tient compte de la résistance des mortiers, puisqu'elle se rapproche des solides d'égale résistance, et c'est elle qui produit l'effet le plus satisfaisant; elle exige un panneau spécial pour chaque voussoir et est affectée du même inconvénient que l'extrados parallèle en ce qui touche le raccord avec les tympans.

Les joints des voussoirs sont accusés par des refends; cette disposition qui donne de l'énergie aux bandeaux est en outre favorable à la conservation de l'édifice; elle empêche les pressions de se porter sur les arêtes des voussoirs et de déterminer des épaufrures.

C'est une bonne précaution de relier par des tirants en fer deux bandeaux opposés construits en pierre de taille, lorsque l'intervalle est rempli en moellons et qu'on se sert de mortier ordinaire; en effet, au décintrement, les compressions sont inégales et les têtes ont tendance à se séparer du corps de douelle. Avec du mortier de ciment, on a une maçonnerie monolithe et la précaution précédente perd toute son utilité.

Mais, lorsqu'on a recours à du mortier de ciment, les pierres de taille deviennent partout inutiles et l'on peut bien employer sur les têtes tout simplement du moellon piqué en ayant soin de découper les joints. C'est une économie notable en même temps que l'exécution est plus facile.

Généralement, les bandeaux des ponts sont plans, non décorés de moulures; cependant, les bandeaux ou archivoltes moulurés ont été adoptés dans quelques circonstances où l'on voulait une ornementation soignée; nous en avons vu un exemple au pont de Munich et au pont de la Trinité à Florence; la figure 5, planche XXXII représente la coupe du parapet, de la plinthe et de l'archivolte de ce dernier ouvrage.

Tympans. — Les tympans ne servent qu'à remplir les vides entre les voûtes; c'est une partie accessoire de l'ouvrage, elle doit donc être traitée avec moins de vigueur et de luxe. Généralement les tympans se garnissent en moellons pi-

qués ou en briques. On obtient aussi un excellent effet avec ce qu'on appelle la mosaïque (*opus incertum*), c'est-à-dire, avec un parement composé de moellons à tête polygonale quelconque. Nous avons vu qu'au pont de Pau, on avait tiré très-bon parti des galets du Gave pour la décoration des tympans.

Lorsque les piles sont assez larges pour supporter, outre les voûtes, des tympans pleins, on peut remblayer ceux-ci entre leurs murs de tête ; on se sert à cet effet, soit de bonne terre franche bien pilonnée, et alors on applique la chape sur l'extrados des voûtes, soit de béton de sable ou mortier très-maigre, qui forme une masse compacte et incompressible sur laquelle la chape est appliquée.

Aujourd'hui, presque toujours, on évide les tympans à l'intérieur, soit par des voûtes transversales, soit par des voûtes longitudinales. Dans ce cas, il est conforme aux principes de l'architecture d'accuser à l'extérieur le vide intérieur.

La chose est facile avec des voûtes transversales, il suffit de leur faire percer les têtes et de les laisser à jour sur les tympans.

Avec des voûtes longitudinales on ne peut en faire ressortir la disposition, mais on peut au moins en indiquer le vide au moyen d'un œil-de-bœuf ménagé dans les tympans.

Chape. — Le massif des maçonneries des voûtes est recouvert d'ordinaire d'un manteau protecteur ou chape. Tous les mortiers sont perméables et livrent passage aux eaux d'infiltration ; cette circonstance s'accuse nettement par des taches d'humidité ou même par des taches blanches provenant de la chaux entraînée, lesquelles taches se montrent sur les douelles des voûtes.

A dire vrai, une voûte peut être très perméable et laisser passer beaucoup d'eau sans perdre de sa solidité ; l'eau finit par se créer des conduits spéciaux, et la maçonnerie, quoique perforée, n'en résiste pas moins.

Mais il est évident qu'il est préférable d'éviter cet effet et de recevoir les eaux d'infiltration sur une chape dont les pentes sont disposées de manière à aboutir à des gargouilles ménagées, soit au sommet des voûtes, soit dans le massif des piles.

Plusieurs systèmes de chape sont en usage :

Le plus simple consiste en une chape de bon mortier hydraulique, de $0^m,08$; on l'exécute en deux couches égales, bien battues et comprimées avec une planche fixée au bout d'un manche, ou bien encore avec la savate dont on se sert pour les étanchements des canaux.

Un autre système de chape se compose d'une couche de béton maigre de $0^m,10$ d'épaisseur, recouverte d'une couche de mortier de $0^m,02$ seulement.

Souvent on se contente d'une chape en mortier de ciment de $0^m,02$ à $0^m,03$ d'épaisseur, et on en lisse la surface avec soin, en veillant à ce que les divers morceaux soient bien soudés entre eux.

Enfin, la chape mixte en mortier et asphalte est considérée comme la meilleure ; sur une couche de mortier de $0^m,02$ à $0^m,03$ on pose une couche en asphalte de $0^m,015$.

Le grand avantage de l'asphalte est de jouir d'une certaine élasticité qui permet aux maçonneries de prendre quelques mouvements sans déchirer la chape ; au contraire, les chapes en mortier se fissurent au moindre mouvement et ne possèdent qu'une imperméabilité relative.

Dans une grande ville, où l'asphalte est facile à réparer, le plus simple est de placer la chape à la surface même de la chaussée et de construire une chaussée

en asphalte ; on peut alors se contenter d'une chape mince en mortier ordinaire placée sur les voûtes.

Lorsqu'on a des tassements à craindre, la chape d'asphalte est ce qu'il y a de mieux ; suivant M. Graeff, il faut alors interposer entre la couche de mortier et la couche d'asphalte une assise de papier d'emballage, avec lequel l'asphalte ne prend pas d'adhérence ; la chape peut alors suivre les petits mouvements des maçonneries.

Pour les ponts, la chape en mortier bien faite est suffisante. On ne saurait trop recommander de relever la chape sur les bords et de bien la souder avec les pierres du couronnement ; car, sans cela, les infiltrations se produisent par les bords et on s'en aperçoit bien sur les douelles des voûtes.

La chape en asphalte, particulièrement, se soude mal aux maçonneries, et il convient d'en loger les bords dans un refouillement qu'on pratique dans la pierre.

Plinthe et parapet. — Les observations que nous avons émises au sujet du couronnement des piles sont vraies aussi pour la plinthe ou corniche.

On ne doit pas chercher à y multiplier les moulures, mais il convient de les accuser énergiquement en hauteur et en saillie.

Cette remarque s'applique surtout aux viaducs élevés ; pour que la plinthe produise bon effet en exécution, elle doit paraître trop forte sur les dessins, car cette plinthe est destinée à être vue à grande distance et de bas en haut.

On rencontre fréquemment des plinthes soutenues par des consoles ou modillons : c'est un bon motif de décoration qui, en outre, a l'avantage de permettre de placer la plinthe et le parapet en encorbellement.

Le parapet d'un pont de pierre doit être en pierre ; c'est la règle générale. Si les tympans sont à jour ou si l'on veut donner une apparence de luxe, on aura recours à un parapet à jour formé de balustres ou simplement à un parapet en briques dans lequel on peut ménager des évidements de diverses formes.

En tout cas, il convient d'indiquer sur le parapet la clef des voûtes et l'axe des piles par des dés ou bahuts en pierre d'une ornementation plus soignée.

Le garde-corps métallique est bien grêle sur un pont en pierre, surtout le garde-corps en tôle. Il a l'avantage de prendre peu de place, et, si on le met en encorbellement, il permet de réduire d'une manière sensible la largeur de l'ouvrage. C'est là un avantage sérieux : on devra donc, dans les petits ponts et dans les ponts d'un système économique, adopter un modèle simple de garde-corps en fer.

Le garde-corps en fonte prend facilement l'aspect de parapet en pierre ; le rapport du vide au plein peut y être assez élevé, surtout si l'on évide la fonte par des oves allongés. Recouverte de peinture grise, la fonte prend une teinte analogue à celle de pierre et les apparences sont sauvées. Mais le garde-corps en fonte coûte cher, et il faut absolument tenir à la place pour l'adopter. Comme tous les garde-corps métalliques, il a l'inconvénient d'exiger un entretien coûteux, car il faut lui donner de temps en temps une couche de peinture.

On peut obtenir avec la tôle ondulée un parapet plein et mince, susceptible de produire assez bon effet.

Mais, à moins d'être très-gêné par l'espace disponible, on peut presque toujours se dispenser du garde-corps métallique et adopter un parapet plus mince que ceux qui couronnent les anciens ponts. Avec des dalles de pierre dure de $0^m,15$ d'épaisseur, scellées à la base dans des crampons en fer; avec une épaisseur de briques, soit $0^m,22$, et du mortier de ciment, on obtient des parapets très-

résistants et occupant peu de place ; on peut, du reste, les placer en encorbellement.

Nous avons déjà donné de nombreux types de plinthes et de parapets. En voici encore quelques-uns :

Les figures 8 et 9 de la planche XXXII représentent la coupe du parapet et de la plinthe, ainsi que la coupe d'un banc et l'élévation d'un dé du Pont-Neuf, sur la Seine, à Paris ;

La figure 4 est la coupe du parapet et de la plinthe du pont Marie, sur la Seine, à Paris ;

Les figures 10 à 13 de la planche XXXIII représentent le garde-corps et la plinthe du pont de l'Alma : les balustres tournés sont interposés entre une semelle et une main courante en pierre de taille ; de gros dés sont placés à l'aplomb des piles, et d'autres dés plus petits sont placés à intervalles égaux dans le corps du parapet, de manière à en rompre la monotonie. Il va sans dire qu'un couronnement de cette richesse coûte horriblement cher.

La figure 14 de la planche XXXII représente le parapet et la plinthe du pont de Chalonnes, sur la Loire. Le parapet est formé par des pierres de taille évidées de manière à former des oves, supportant une main courante de $0^m,33$ de large. La plinthe a $1^m,20$ de longueur, elle supporte le parapet en encorbellement et est elle-même supportée par des modillons faisant saillie de $0^m,28$ sur les tympans; ces modillons ont $0^m,30$ de largeur horizontale et sont espacés de $0^m,60$ d'axe en axe. Le vide est donc égal au plein ; c'est la proportion adoptée pour des modillons de petite dimension, comme ceux qui nous occupent.

On voit sur les figures 6 de la planche XXXII la disposition adoptée pour la plinthe et les parapets du pont de Vernon ; la plinthe est très-ornée et ne peut être taillée que dans de la pierre tendre ; le parapet est un bloc plein de $0^m,45$ de largeur et $0^m,96$ de hauteur. A chaque bout il se termine par un dé orné dont les figures donnent l'élévation sur les deux faces ; après ce dé terminal, on a placé une borne de direction.

Les figures 7 de la planche XXXII donnent le couronnement simple et accentué du pont du Guetin (chemin de fer du centre) ; la plinthe y est soutenue par des modillons à tête carrée. Il eût été plus élégant d'abattre en chanfrein ou en quart de rond l'arête inférieure des modillons, le travail aurait gagné en légèreté.

Abords des ponts. — Raccordement avec les quais. — La chaussée d'un pont doit se raccorder avec les voies existant aux abords, et, comme les exigences de la navigation au sujet de la hauteur des arches vont sans cesse en augmentant, on se heurte souvent à des difficultés sérieuses et on est forcé d'exhausser les rues et quais arrivant au pont.

On atténue le mal en adoptant pour le profil en long une forme en dos d'âne ; comme nous l'avons déjà dit, cette forme est très-gracieuse et doit être préférée pour tous les ponts routes. Seulement la pente longitudinale ne doit guère dépasser $0^m,015$ par mètre, sans quoi la circulation est gênée.

Le profil longitudinal, formé d'un arc de cercle ou d'un arc de parabole est plus élégant que celui qui se compose de deux droites inclinées en sens inverse et se coupant au milieu du pont.

Pour le raccord de la chaussée du pont avec la chaussée qui le prolonge, si les largeurs sont égales il n'y a pas de difficulté ; mais presque jamais il n'en est ainsi, et le pont est plus étroit que la chaussée qui lui fait suite.

Le principe du raccordement est que, pour une voiture rasant les bordures de

trottoirs, il n'y ait en aucun point de changement brusque de direction, les changements doivent se faire d'une manière insensible.

Tous les raccordements qui se font à angle droit sont très-mauvais; la disposition de la figure 1, planche XXXIII, est détestable; les voitures risquent de rencontrer normalement la bordure (*mn*) et l'angle (*m*) ne tarde pas à être écorné.

Il est, du reste, à remarquer que cette disposition, qu'on rencontre bien souvent sur des ponts de petite ouverture est absolument irrationnelle : on s'impose l'exécution d'un parement vu sur tout le pourtour (*bacd*), tandis qu'en reportant la tête de (*ac*) en (*bd*), on supprimerait les parements latéraux en augmentant la douelle de la voûte, sans augmenter sensiblement la dépense.

Les raccordements par quarts de cercle, que représente la figure 2, sont aussi peu acceptables puisqu'ils offrent un ou deux angles droits à la direction des voitures.

Ce qu'il y a de mieux à faire dans ce cas, c'est de raccorder par un pan coupé (*ef*), et mieux, par une sinusoïde (*abc*) formée de deux arcs de cercle.

Lorsque le pont dessert, non-seulement une rue qui lui fait face, mais, en outre des quais, on raccorde les trottoirs par des quarts de rond (fig. 4), en ayant soin de ne rétrécir la largeur des trottoirs en aucun point.

Mais on arrive à de bien meilleurs résultats en donnant aux voitures plus de longueur pour opérer leur conversion à angle droit, et, dans ce sens, l'usage des voussures, comme aux ponts de Tours et de Grenoble que nous avons cités, ou des pans coupés, comme au Pont-Royal, en face les Tuileries, est excellente. Au Pont-Royal, on a une sorte d'entonnoir dont le goulot commence à l'aplomb de la clef de la dernière arche, et le flot des voitures s'épanche en éventail figure 5; seulement, il est bon d'arrondir les angles *m*, *n*, *p*, *q*, si l'on ne veut que les voitures fassent elles-mêmes ce travail. Les voussures sur plan circulaire, figure 6-sont encore préférables.

Dans le cas où l'on aurait des culées avec murs en ailes, une disposition ana, logue à celle de la figure 8 semble devoir satisfaire à toutes les nécessités de la circulation.

Nous n'avons pas besoin de signaler l'inconvénient des angles rentrants, tels que (*a*) et (*b*), qui semblent inviter les passants à déposer des ordures; il faut les supprimer ou les garnir de bancs.

Les extrémités des ponts doivent presque toujours être réunies au chemin de halage par des escaliers dont chacun comprendra la disposition ; l'entrée de ces escaliers doit être placée de telle sorte que, pendant la nuit, le piéton qui veut traverser le pont ne soit pas exposé à s'engager dans l'escalier.

DES CINTRES.

On appelle cintres les moules en charpentes sur lesquels on exécute les voûtes de toutes nature, depuis le petit aqueduc et la fenêtre cintrée, jusqu'aux arches de la plus grande ouverture.

Cintres en terre. — Lorsqu'on a à établir une voûte à l'emplacement d'une tranchée, d'un canal, d'une dérivation, ou même d'une cave, le plus simple est de construire entièrement cette voûte avant de déblayer la cavité qu'elle est destinée à recouvrir. On exécute les fouilles et on en dresse la surface suivant le

profil de la voûte, puis on maçonne sur la surface obtenue que l'on peut, si c'est nécessaire, régulariser par un platelage ou un voligeage. Pour décintrer, on n'a plus qu'à refouiller le massif en usant de quelques précautions.

Ce procédé ne s'applique évidemment qu'à des terrains d'une certaine consistance.

Cintres en charpente. — Mais, l'usage des cintres en terre est forcément très-limité, et, généralement, on a recours à des cintres en charpente.

Un cintre est quelque chose d'analogue à un comble ou à un pont en charpente; il se compose de fermes verticales, placées suivant la section droite du pont, plus ou moins espacées suivant leur force, et réunies entre elles par des moises longitudinales et par des croix de Saint-André : la liaison des fermes est très-importante, afin qu'elles se prêtent un mutuel appui et qu'on n'ait pas à craindre qu'une ferme isolée vienne à se renverser sous l'action d'un vent violent, d'un porte-à-faux ou d'un effort oblique.

On distingue deux espèces de cintres :

1° Les cintres retroussés, ou mieux cintres flexibles, dont les pièces ne sont pas absolument invariables de position les unes par rapport aux autres; les cintres retroussés sont des arcs en charpente, de même ouverture que la voûte à construire, leurs retombées s'appuient sur les piles ou sur le massif de fondation, mais il n'y a point de support intermédiaire entre les piles.

2° Les cintres fixes, au contraire, sont formés de fermes soutenues entre les piles par un nombre de supports assez considérable pour obtenir autant que possible l'invariabilité du système.

Les cintres retroussés sont plus commodes dans certains cas que les cintres fixes; ils réservent au passage des bateaux toute l'ouverture de l'arche, et ils dispensent des supports intermédiaires, qui souvent seraient fort coûteux, par exemple, lorsqu'il s'agit de traverser un ravin profond.

Néanmoins, la préference générale est, aujourd'hui, accordée aux cintres fixes, à ce point que nous avons vu, pour la construction du pont de Saint-Sauveur, l'ingénieur aller chercher un point d'appui dans un ravin profond et élever une véritable pyramide en charpente pour constituer son support intermédiaire.

On a donc recours, le moins souvent possible, aux cintres retroussés et encore leur donne-t-on le plus de rigidité possible, tandis qu'autrefois on jugeait utile de leur conserver de la flexibilité.

Principe de la triangulation. — Le premier et, pour ainsi dire, le seul principe à observer dans l'art de la charpente, c'est le principe de la triangulation.

Le triangle est la seule figure, formée avec des côtés de longueur déterminée qui reste invariable, car le problème de construire un triangle dont on donne les trois côtés, ne comporte qu'une solution.

Au contraire, le problème de construire un quadrilatère ou un polygone quelconque, dont on donne seulement la grandeur des côtés, comporte une infinité de solutions, et la figure obtenue est toujours déformable.

Donc, les pièces assemblées en charpente doivent, autant que possible, être triangulées, si l'on veut que la déformation se borne à celle qui résulte de la compression des fibres et du jeu des assemblages.

CINTRES RETROUSSÉS.

L'exemple classique d'un cintre retroussé, est celui dont Perronet se servit au pont de Neuilly. L'élévation d'une demi-ferme de ce cintre est représentée à l'échelle de $\frac{1}{3}$ de centimètre par mètre, par la figure 1 de la planche XXXIV.

Cintre du pont de Neuilly. — On en saisira bien vite la disposition par la remarque suivante :

Considérez l'intrados de la voûteet inscrivez-y un polygone équilatéral, formé de pièces de charpente assemblées bout à bout; sous ce premier polygone, placez-en un autre semblable, de telle sorte que les sommets de celui-ci correspondent au milieu des côtés du précédent; sous le second polygone, placez-en un troisième dont les sommets correspondent au milieu des côtés du deuxième, c'est-à-dire aux sommets du premier; puis, sous le troisième, un quatrième parallèle au deuxième, et, ainsi de suite, jusqu'à ce que vous ayez obtenu un arc suffisamment fort pour supporter la masse de la voûte. Embrassez par des moises pendantes les polygones ainsi superposés, et vous aurez la ferme d'un cintre retroussé.

Mais les divers polygones, ainsi formés, peuvent se déformer indépendamment les uns des autres dans une certaine mesure, et leurs côtés sont susceptibles de tourner plus ou moins autour de leurs sommets.

Il en résulte que cet ensemble n'est pas immuable; si on le charge à la clef, il s'aplatit et les reins se gonflent en dehors; si on le charge sur les reins, il se ferme, et la clef remonte. Le constructeur doit sans cesse surveiller son cintre et placer à la surface des surcharges, variables suivant le degré d'avancement de la maçonnerie, de manière à conserver une forme régulière.

L'écartement des fermes du pont de Neuilly était de deux mètres d'axe en axe.

Au pont de Neuilly, le tassement des voûtes sur cintres fut de $0^m,61$, et le tassement après le décintrement de $0^m,30$, en tout $0^m,91$. C'est là un grave inconvénient, puisque les mortiers, continuellement soumis à des efforts variables, ne pouvaient faire prise; il est vrai qu'on ne doit guère considérer les mortiers ordinaires que comme un remplissage, et il est probable que le pont de Neuilly serait stable même s'il était construit en pierres sèches.

L'emploi d'un cintre flexible n'a donc pas grand inconvénient avec des mortiers mous, qui n'atteignent qu'après fort longtemps une dureté relative; au contraire, la flexibilité entraînerait des fissures et même des cassures lorsqu'on se sert de mortiers à prise rapide, tels que les mortiers de ciment.

Nous pensons que la rigidité doit être d'autant plus recherchée que l'on se sert de mortiers à prise plus rapide.

Vaux et couchis. — Disons immédiatement que les pièces de charpente placées sous l'intrados ne sont pas découpées suivant la courbure de celui-ci; on ne veut pas les perdre et on se contente de clouer sur elles des pièces de moindre valeur, profilées comme l'intrados; ces pièces portent le nom de vaux; sur les vaux reposent les couchis, ou madriers généralement placés de champ et dans le sens perpendiculaire aux fermes.

Les couchis forment une sorte de plancher supporté par les fermes; ils sont plus ou moins écartés suivant l'effort qu'ils ont à supporter; ainsi à la clef on

les rapprochera davantage parce qu'ils ont à porter tout le poids des voussoirs ; sur les reins, une partie du poids des voussoirs est transmis au voussoir inférieur, et les couchis n'ont à résister qu'à la composante de la pesanteur parallèle aux joints.

A partir de l'angle de 30° environ jusqu'aux naissances, le frottement suffit à empêcher les voussoirs de glisser sur leurs joints, ils n'exercent donc plus de poussée sur le cintre, et les couchis deviennent inutiles.

L'écartement des fermes dépend de leur force et aussi de la force des couchis ; généralement, l'écartement des fermes varie de 1m,50 à 2 mètres d'axe en axe.

Il y a avantage à se servir de fermes vigoureuses et à les espacer le plus possible, 2 mètres par exemple. Quelques pièces de charpente pourront être un peu lourdes, mais avec une chèvre on arrive toujours bien à les manœuvrer.

Il faut mettre l'équarrissage des couchis et leur écartement en rapport avec l'espacement des fermes ; rien de mieux que l'expérience directe pour savoir à quoi s'en tenir à ce sujet. On met sur le sol, à plat, quelques poutres espacées comme doivent l'être les fermes, on les surmonte de couchis et sur ceux-ci on établit un massif en pierres sèches ayant pour auteur l'épaisseur de la voûte à la clef.

On examine quelles flèches prennent les couchis sous l'influence de la charge, et si cette flèche est sensible, on rapproche davantage les couchis ou on en augmente l'équarrissage.

Lorsqu'on exécute les voûtes en pierres de taille ou en forts moellons piqués, on peut se contenter de la surface des couchis comme surface de pose, mais, aujourd'hui, surtout quand on a recours aux petits matériaux, on préfère clouer sur les couchis un voligeage en bois blanc mince, formé de planchettes qui se courbent avec la plus grande facilité. On obtient de la sorte une aire très-commode pour la pose et sur laquelle on trace à volonté soit les courbes de tête, soit même les panneaux des voussoirs.

Quelquefois, les fermes sont assez rapprochées ou les couchis assez forts pour qu'on puisse les poser à plat et non de champ ; on les met alors jointifs et ils constituent une surface polygonale d'un grand nombre de côtés qu'on peut adopter pour surface de pose ; on pourra tailler à l'herminette les arêtes saillantes qui pourraient se présenter. Ce système n'est pas à recommander, il expose à perdre les couchis, et les charpentiers préféreront en général recourir au voligeage.

Après ces détails, nous ne reviendrons plus sur la question des vaux, des couchis et du voligeage.

Cintre retroussé du pont d'Orléans. — La figure 2 de la planche XXXIV, représente le cintre retroussé dont on s'est servi pour la construction du pont d'Orléans ; il était formé de deux polygones parallèles dont les sommets étaient réunis par des tirants dans lesquels les côtés venaient s'assembler.

Une ferme dessinait donc cinq quadrilatères formés par les tirants et par les côtés des deux polygones ; les trois quadrilatères du milieu étaient renforcés par un chevalet formé de trois pièces dont une supportait la partie médiane du côté du polygone supérieur.

Mais cela ne suffit pas et on dut placer dans le prolongement de la pièce (*n*) la pièce (*m*) qui transforme en deux triangles le second quadrilatère, et on ajouta les moises pendantes *r* qui donnent un peu de solidarité aux deux derniers côtés des polygones.

Les fermes espacées de $2^m,50$ d'axe en axe étaient contreventées par des moises horizontales et par des croix de Saint-André.

Il est évident que si les deux pièces (nm) étaient d'un seul morceau, on arriverait à une rigidité bien plus considérable ; le point p tendant à baisser, la pièce horizontale pq serait également pressée par ses deux bouts, et, si elle était assez résistante pour ne pas fléchir sous la compression, la déformation se bornerait à la compression des assemblages au point (p) et à l'about inférieur de la pièce (mn).

Dans l'esprit des anciens ingénieurs, on devait faciliter la déformation et la laisser s'opérer librement ; aussi Perronet recommandait-il de tailler les assemblages à genou, c'est-à-dire de les former par un about cylindrique pénétrant dans une cavité égale ; de la sorte, la rotation se produisait en liberté et la flexibilité était assurée, en même temps qu'on évitait le mâchage et l'écrasement des arêtes d'assemblage. Ce système n'a pas prévalu et on le proscrirait énergiquement aujourd'hui.

Cintre retroussé du viaduc de l'Aulne. — Le cintre retroussé du viaduc de l'Aulne est représenté par les figures 3 de la planche XXXIV.

L'importance des cintres, dit M. Arnoux dans sa notice, s'accroît rapidement avec l'ouverture des voûtes, et cet accroissement est surtout sensible lorsque les circonstances de la construction conduisent à l'emploi de cintres retroussés, ou, pour mieux dire, de cintres dépourvus de supports fixes, autres que les pieds-droits mêmes des arches.

Comme les naissances des voûtes du viaduc se trouvent à 35 mètres au-dessus du sol, on ne pouvait adopter que le système de cintres retroussés. Mais pour éviter la multiplicité des joints, cause active de tassements, on a pris le parti de composer les fermes de cintres suivant un type qui fût basé sur l'emploi de longues pièces de charpente.

Si l'on énumère les parties principales d'une de ces fermes, on trouve quatre grands arbalétriers, chacun d'environ 10 mètres en longueur, deux cours de doubles moises de 14 mètres et de 18 mètres, un poinçon et deux contrefiches, sans mentionner les petits arbalétriers qui forment le contour polygonal auquel sont cloués les vaux taillés en courbe.

Mais il est préférable de considérer la ferme dans son ensemble, afin de reconnaître les combinaisons suivant lesquelles il y a lieu de grouper les pièces de la charpente d'après le mode de leurs fonctions. Ainsi, l'on peut dire : les deux cours de doubles moises constituent, avec les pièces qui les croisent, une sorte de poutre armée, qui est disposée de manière à résister aux poussées latérales provenant des reins de la voûte, et qui maintient les supports de la partie haute de l'arche, tandis qu'elle a pour appuis à ses extrémités les grands arbalétriers et les sous-vaux inférieurs.

Aux naissances, la charge du cintre était portée par des doubles semelles, entre lesquelles on a établi des potelets durant la construction des voûtes et des cylindres à sable à l'époque du décintrement.

Les semelles inférieures reposaient elles-mêmes sur des rails qui, au nombre de six, traversaient chaque pile en faisant sur les parements opposés des saillies de $0^m,60$.

Comme les cintres étaient entièrement en bois de sapin, on avait eu soin d'intercaler de larges plateaux de chêne entre les potelets et les semelles ainsi qu'aux pieds des grands arbalétriers. A la partie haute du cintre, au contraire, on introduisait des feuilles de tôle mince dans les assemblages partout où les fibres

du bois se présentaient normalement au joint, pour les poinçons, par exemple; enfin, entre les rails de support et les semelles inférieures, on interposait de larges morceaux de tôle épaisse.

Le contreventement des cintres devait être très-énergique à cause de la violence extrême du vent à la hauteur de 45 mètres au-dessus du sol : la stabilité nécessaire a été obtenue pour chaque cintre, au moyen de six liernes horizontales et principalement de trois croix de Saint-André, lesquelles ont été fixées, l'une verticalement aux poinçons du faîte, et les deux autres à 45° aux grands arbalétriers : ces dernières surtout étaient d'une grande efficacité.

Les couchis de $0^m,15$ sur $0^m,10$ étaient espacés de $0^m,27$ d'axe en axe; ils n'étaient point recouverts d'un voligeage, de sorte qu'on pouvait, au moyen d'un plancher placé dans le cintre, surveiller la pose par en dessous.

Toutes les voûtes du viaduc ne furent pas construites simultanément; mais, à partir de l'angle de 30°, on veillait à ce que, de deux voûtes voisines, l'une n'eût pas plus de six voussoirs d'avance sur l'autre; le nombre des voussoirs diminuait donc de six en six à partir de la voûte fermée jusqu'à celle qui n'était montée que jusqu'à 30°.

Dès que la construction dépassait 30° on chargeait le sommet des cintres pour en empêcher le soulèvement, quand la maçonnerie arrivait à 40° il fallait que la charge fût égale au poids de la voûte définitive, sur une zone de 15° de part et d'autre de la clef.

L'affaissement des cintres a été de $0^m,09$ en moyenne pendant l'exécution des maçonneries; au décintrement, le tassement des voûtes n'a été que de $0^m,015$.

Le cintre du viaduc d'Hennebont a été conçu dans un système identique à celui de l'Aulne.

Petits cintres dérivés de celui de l'Aulne. — De ce système, on peut en faire dériver un plus simple, si l'ouverture descend entre 10 et 15 mètres : on supprime les deux grands arbalétriers d'en haut et le cours supérieur de moises, et il reste une ferme simple, composée de deux grands arbalétriers et d'un grand poinçon; chacun des grands arbalétriers porte à son tour une ferme simple formée aussi de deux arbalétriers et d'un poinçon, et la double moise horizontale embrasse le tout.

Cette transformation nous conduit au cintre représenté par la figure 4 de la planche XXXIV; le cube des bois dudit cintre est de $2^m,70$ par ferme. — Ce type s'applique à tous les ponts, en plein cintre ou surbaissés, de 8^m à 12^m d'ouverture.

De 12 à 15 mètres d'ouverture, on renforcerait la partie centrale par deux contrefiches et on augmenterait un peu l'équarrissage des pièces comme on le voit sur la figure 5 de la planche XXXIV, qui représente le cintre d'une arche de $12^m,00$ d'ouverture.

Les fermes peuvent être espacées de $1^m,60$ à $2^m,00$, suivant la charge à supporter; on a supposé un platelage jointif de $0^m,07$ d'épaisseur; mais on peut lui substituer des couchis de champ avec voligeage.

Enfin, pour de petites ouvertures, on supprime les arbalétriers et les poinçons secondaires et on place directement les vaux sur les grands arbalétriers.

Mais cette disposition n'est guère possible que si la voûte est surbaissée ; avec une voûte en plein cintre, figure 7, on se contente de diminuer l'équarrissage des pièces (voûte de $6^m,00$ d'ouverture); ou, si l'on veut diminuer le nombre des pièces, on sépare les sommets des arbalétriers par un entrait horizontal (fig. 6); les arbalétriers peuvent alors supporter directement les vaux.

Mais cette disposition est plus déformable, et elle exige que les reins des voûtes soient simultanément et également élevés des deux côtés.

Cintre retroussé du pont-canal de l'Orb. — MM. les ingénieurs Maguès et Simonneau ont employé au pont-canal construit sur la rivière d'Orb pour le passage du canal du Midi un cintre retroussé, dont la figure 1 de la planche XXXV représente l'élévation.

Les sous-vaux forment un premier polygone de huit côtés supportant les couchis; les sommets de deux en deux sont joints par un autre polygone de quatre côtés; puis vient un troisième polygone formé de trois grands côtés et de deux petits dont les sommets sont au milieu des côtés du précédent; enfin, le tout est terminé par un polygone quadrilatère parallèle au second.

Les assemblages sont réunis par des moises pendantes qui se trouvent naturellement dirigées suivant les rayons de courbure de l'intrados; il y a sept de ces moises pendantes.

Lorsque deux pièces se rencontrent et que l'une d'elles est entaillée au passage pour embrasser l'autre, il est bon de répartir la profondeur de l'entaille sur les deux pièces à la fois, comme on le fait, par exemple, dans l'assemblage à mi-bois; aucune des pièces ne peut alors glisser par rapport à l'autre.

Les fermes du pont-canal de l'Orb étaient espacées de $2^m,50$ d'axe en axe et contreventées seulement par des cours de moises horizontales.

Cintre du pont de Saumur. — Un type de cintre retroussé pour arche surbaissée nous est fourni par le cintre du pont de Saumur, figure 2, planche XXXV.

Les vaux forment sous l'intrados un polygone de douze côtés, dont les sommets sont supportés par onze moises pendantes dirigées suivant les rayons de courbure de l'intrados.

Ces moises serrent entre elles d'abord un quadrilatère dont les sommets correspondent à des sommets du polygone des vaux.

Le quadrilatère est supporté par trois pièces formant un trapèze avec la ligne des naissances, et la base supérieure du trapèze est soutenue en son milieu par deux arbalétriers que renforcent un entrait et deux sous-arbalétriers.

Les abouts des nombreuses pièces qui arrivent aux naissances sont reçus sur des crémaillères horizontales taillées dans de fortes pièces de bois.

Cintre du pont du Strand, à Londres. — La figure 3 de la planche XXXV représente le cintre du pont du Strand, à Londres, de 35 mètres d'ouverture. —

Il paraît confus au premier abord, mais on reconnaît bien vite la disposition qu'on a voulu adopter; c'était de soutenir chaque sommet du polygone des vaux par deux longues pièces droites, s'arc-boutant à leur sommet et se rendant chacune à une extrémité de l'ouverture de la voûte. Toutes ces pièces inclinées se croisaient en trois points principaux; on les a entaillées et réunies dans des armatures métalliques.

Des moises pendantes consolidaient le tout.

Ce système devait présenter une certaine rigidité et avait l'avantage de conserver intactes de longues pièces de bois.

A la hauteur de l'angle de 30°, on recevait les abouts de toutes les pièces sur des crémaillères qui servaient au décintrement, comme nous le verrons plus loin, et ces crémaillères étaient soutenues par cinq chandelles inclinées prenant leurs points d'appui sur les redans du socle de la pile.

CINTRES FIXES.

Les cintres fixes sont construits avec des supports intermédiaires, ce qui revient à composer une ferme de grande ouverture avec plusieurs fermes successives de petite ouverture. Ces fermes élémentaires se composent en général de deux arbalétriers, avec ou sans poinçon et tirant.

Pour les petites ouvertures jusqu'à 12 ou 15 mètres, on ne recourt pas à des supports intermédiaires à moins qu'ils ne soient très-faciles à établir, et on adopte les types que nous avons donnés plus haut comme dérivés du cintre du viaduc de l'Aulne. — En réalité, ces types ne sont pas flexibles puisque leur ossature principale est un triangle dont la base est représentée par l'ouverture de la voûte.

Cintre du pont de Chester. — En décrivant le pont de Grosvenor, à Chester, sur la Dee, nous avons montré que le cintre de la grande arche qui le compose était porté par les bases des deux culées et par quatre piles intermédiaires, en maçonnerie ordinaire, exécutées à cet effet dans le lit de la rivière, figure 2, planche XII. Sur ces piles étaient établis des sabots en fonte d'où rayonnaient vers la douelle des chandelles en sapin, liées ensemble à leur partie supérieure par deux épaisseurs de bordages de $0^m,10$ chacune suivant la courbe de l'intrados. Sur les fermes ainsi formées s'appuyaient des couchis de $0^m,11$ d'épaisseur qui reposaient sur elles par deux coins de calage de $0^m,40$ de long sur $0^m,25$ à $0^m,30$ de large ; ainsi, chaque assise de voussoirs était supportée par six paires de coins. Les moises horizontales avaient $0^m,33$ d'équarrissage et les six fermes étaient liées entre elles par des boulons en fer.

Cette disposition peut être utilisée dans certains cas, lorsque, par exemple, on substitue une grande arche à plusieurs petites arches. On conserve les piles anciennes qui forment pour les cintres d'excellents supports.

M. l'ingénieur en chef Lamairesse, dans une notice où il raconte les procédés de construction en usage dans les Indes, décrit le cintre que représente la figure 4 de la planche XXXV :

On élève le long des culées, et sur trois lignes intermédiaires, cinq files composées chacune de quatre piliers en maçonnerie ; ces piliers reposent sur un grillage posé sur le fond de gravier de la rivière, on les construit avec du mortier d'argile et des briques de deuxième qualité destinées au remplissage des tympans. Les piliers sont contreventés par des planches et des pièces de bois brut. Au sommet de chacun on place un support carré en bois dur, et, sur ce support, un sac de sable ; les sacs de sable supportent un cours de trois ou quatre palmiers liés ensemble, et, sur les palmiers longitudinaux, on en place d'autres transversalement ; on remblaye sur le toit ainsi formé, on pilonne le remblai et on établit un intrados en argile sur lequel on bâtit. Le décintrement se fait en crevant les sacs et forçant le sable à s'écouler d'une manière aussi uniforme que possible.

Cintre de 15 mètres d'ouverture. — La figure 5 de la planche XXXV donne, à l'échelle de $0^m,005$ pour mètre, le cintre d'une voûte en arc de cercle très-surbaissée de 15 mètres d'ouverture ; il y a deux supports intermédiaires, ce qui fait trois travées de cinq mètres bien faciles à franchir. Chacune comporte deux arbalétriers supportant un entrait de faible longueur, sur la face duquel s'ap-

plique le chevron que surmonte le vau. Trois moises pendantes consolident chaque ferme.

Il va sans dire que ce système, dont le cube de bois est peu considérable, ne serait cependant pas économique si les pieux intermédiaires devaient être profondément enfoncés pour atteindre le terrain solide.

Le cube de bois employé par ferme est de 5^m,50, et les fermes peuvent être espacées de 2 mètres d'axe en axe.

Cintre pour arc de cercle de 15^m,20 d'ouverture. — La figure 6 de la planche XXXV représente un cintre pour voûte en arc de cercle de 15^m,20 d'ouverture et de 3^m,20 de flèche. Du sommet partent deux grands arbalétriers qui supportent chacun une petite ferme formée de deux arbalétriers et d'un poinçon.

Sous chaque poinçon on voit une contre-fiche qui reporte une partie de la poussée sur le poteau central en s'opposant à la flexion de l'arbalétrier.

Cintre du pont de la Bidassoa. — La planche XVIII, qui porte les dessins du pont de la Bidassoa, nous donne le cintre qui a servi à la construction de ces voûtes de 20 mètres d'ouverture surbaissées au tiers.

Il y a quatre supports, les deux extrêmes s'appuyant sur le massif de fondation en béton et les deux intermédiaires composés de pieux battus en lit de rivière.

Quatre boîtes à sable pour décintrement sont superposées à ces supports.

La travée médiane a 9^m,50 d'ouverture.

Le dessin fait comprendre immédiatement la disposition des diverses pièces de la charpente.

Le contreventement était formé de moises reliant la base des poinçons et de liernes horizontales dont les sections sont indiquées sur l'élévation de la ferme.

Pour les 8 mètres de largeur de douelle, on a adopté sept fermes, soit six intervalles; le cube de bois par ferme est de 15^m,675 soit 109^m,725 pour une arche, plus 44^m,400 de couchis.

Cintres du pont de Saint-Pierre de Gaubert. — M. l'ingénieur Regnauld, dans son mémoire sur la construction du pont de Saint-Pierre de Gaubert, donne comme il suit la description des cintres qu'il y a employés (figures 7 et 7 *bis* de la planche XXXV).

1° *Cintre ordinaire.* — Chaque ferme repose sur quatre pieux réunis, deux à deux, à leur partie supérieure, par des moises horizontales, et battus, deux à 1^m,45 des pieds-droits des voûtes, les deux derniers à 4^m,20 des premiers.

Sur ces pieux, entre deux semelles transversales, sont placés les coins destinés à faciliter le décintrement. Les semelles supérieurs supportent la ferme. Les pieux P′ se prolongent au-dessus des semelles jusqu'à la voûte par des pièces de bois P″ maintenues par :

1° Les contre-fiches C auxquelles elles sont reliées par les moises horizontales M, M′;

2° Les contre-fiches C′ aboutissant à la partie inférieure du poinçon N ;

3° Les contre-fiches C″ aboutissant à la partie supérieure du même poinçon.

Les pieux P sont eux-mêmes prolongés jusqu'aux contre-fiches C et soutiennent les moises M′ par deux pièces inclinées.

Aux points de jonction des moises M′ avec les poteaux P″ aboutissent les arbalétriers A.

Tout cet ensemble est rendu lui-même rigide par deux faux entraits E, E′, faisant fonctions de moises et réunissant toutes les pièces de la charpente.

Des six vaux dont se compose la ferme, quatre sont reliés deux à deux, par

les contre-fiches C et par les poinçons N', dont la poussée est détruite par les contre-fiches Y.

Les deux dernières aboutissent aux extrémités des pièces P'' et au poinçon N. Leur rigidité est assurée par les poinçons N'' et par les moises M''' M'''.

Les fermes sont reliées entre elles :

1° Par les semelles qui couronnent les pieux ;

2° Par une croix de Saint-André;

3° Par des pièces de bois placées sous les contre-fiches C;

4° Par des moises horizontales reliant les poinçons N, les arbalétriers A, les pièces P'';

5° Par les couchis de 0m,12 sur 0m,16.

2° *Cintre de l'arche marinière*. — De légères modifications ont pu transformer le cintre de l'arche ordinaire en cintre de l'arche marinière.

Le faux entraits E' est devenu entrait D et a été relevé.

Les arbalétriers G relient les points de rencontre de l'entrait et des pièces P'' à l'extrémité du poinçon. Les contre-fiches C'' se sont transformées en moises E ; le faux entrait E en deux moises dépassant à peine les pièces *p''*. Les contre-fiches C' ont été remplacées par les moises F, les moises M''' M''' par les contre-fiches J. H.

De nouvelles contre-fiches S'' reliant les pièces *p''* aux pieux *p* prolongés, concourent à assurer la rigidité de la pièce *p''*.

Les fermes sont reliées entre elles à peu près comme celles du cintre précédent.

Le levage d'un cintre durait à peu près huit jours.

Plusieurs de ces cintres ont servi deux fois ; un seul a servi trois fois.

Cintre d'une arche de 40 mètres d'ouverture. — Les dessins que nous avons donnés du pont de Fium'-Alto (planche XII) montrent la disposition des cintres qui ont servi à supporter cette arche de 40 mètres d'ouverture.

Chaque ferme repose sur neuf supports verticaux ; les deux extrêmes ne comportent qu'un pieu ; celui du milieu en a trois et les supports intermédiaires se composent de deux pieux voisins.

Chaque support est surmonté d'un poteau vertical, et dans les poteaux verticaux viennent s'assembler des contre-fiches ; les plus longues forment arbalétriers par rapport au poteau que leur angle renferme et ce poteau forme leur poinçon.

Les vaux sont donc directement soutenus par les contre-fiches et tout le poids est reporté par celles-ci sur les poteaux verticaux. Des moises horizontales et inclinées rendent le tout solidaire.

Les fermes sont espacées de 1m,23 d'axe en axe.

Cintre du pont de Chalonnes. — Nous empruntons au Cours de ponts de M. l'inspecteur général Morandière l'élévation d'une ferme du pont construit à Chalonnes sur la Loire, figure 1 planche XXXVI.

Ce cintre est conçu avec la plus grande simplicité, parfaitement triangulé, et on reconnait à première vue qu'il doit se bien comporter sous la charge.

Chaque ferme comprend cinq supports, les deux extrêmes formés par des chandelles qui s'appuient sur les socles des piles, les deux intermédiaires composées d'un pieu, et celui du milieu formé de deux pieux : c'est avec raison que l'on donne plus de force au support médian puisque les voussoirs pèsent sur lui de tout leur poids.

Les pieux sont embrassés à leur tête par des moises horizontales transversales, sur lesquelles on pose d'autres moises longitudinales, qui supportent les boîtes à sable comprises entre deux semelles de 0m,20 de hauteur.

Sur la semelle supérieure s'appliquent les poteaux montants : dans chacun

d'eux aboutissent de chaque côté deux contre-fiches, du sommet desquelles descend un poinçon embrassé à sa base par un cours de moises.

Des moises horizontales et des moises inclinées consolident le tout.

Les assemblages des vaux et des poteaux sont serrés entre des plaques de tôle.

Deux vaux voisins sont assemblés par des pattes en fer.

Transversalement, la solidarité des fermes, qui sont espacées de $1^{m},50$ d'axe en axe est obtenue par des croix de Saint-André et par des moises appliquées le long des poteaux et poinçons.

Toutes les pièces verticales sont en chêne, les autres en sapin.

Le type du pont de Chalonnes peut être appliqué à des arches d'ouverture variable, en diminuant ou en augmentant le nombre des travées. C'est un modèle très-utile.

Cintre de l'arche marinière du pont de Nantes. — Lorsque l'on a à construire un pont sur une rivière navigable, dans la conférence à tenir avec le service de la navigation il est en général convenu qu'une ou deux arches seront réservées pour le passage des bateaux. Il faut donc réserver pour ces passages des pertuis suffisants au milieu des cintres.

Généralement, on exige au-dessus de l'étiage un certain rectangle libre.

Au pont de Nantes, que représentent les figures 8 et 8 *bis* de la planche XXXV, le rectangle exigé au-dessus de l'étiage était de 8 mètres de largeur sur 6 mètres de hauteur.

Quelquefois les dimensions sont plus considérables.

La ferme du pont de Nantes repose sur quatre supports; les deux supports intermédiaires sont formés par deux pieux voisins.

La disposition des fermes est analogue à celle du pont de Chalonnes, sauf que pour la partie centrale les arbalétriers ne convergent pas; ils sont écartés l'un de l'autre et supportent une sorte de poutre composée horizontale.

Comme le précédent, ce cintre est bien triangulé et sa stabilité parfaitement assurée au moyen des moises horizontales et des moises pendantes.

Au cintre de l'arche marinière du pont du chemin de fer de Genève sur le Rhône à Lyon, on a composé la poutre armée qui couvre le passage central avec un treillis compris en haut et en bas dans un cours de moises, ainsi que nous aurons lieu de l'expliquer dans la section des ponts en charpente. On sait que ce système est assez flexible, et c'est un inconvénient; seulement il permet d'employer des bois de petite dimension.

Coulisses et pattes d'oie pour la navigation. — Les figures 2 et 3 de la planche XXXVI représentent en plan et en élévation les coulisses et pattes d'oie en charpente, dont on s'est servi pour faciliter le passage des bateaux dans les arches marinières de plusieurs ponts construits sur la Seine et en même temps pour protéger les cintres contre les chocs éventuels qu'ils pourraient subir de la part d'un bateau mal dirigé.

La pointe des pattes d'oie est à 25 mètres au moins du centre des piles; le passage minimum libre entre les deux coulisses est de $14^{m},50$.

Les coulisses se composent de pieux de $0^{m},30$ d'équarrissage sur lesquels on fixe des bordages de $0^{m},10$ d'épaisseur.

Les pieux des cintres doivent se trouver en arrière des pieux des coulisses afin d'être absolument protégés.

Cintres divers. — Lorsque les voûtes à cintrer sont situées à une grande hauteur, ou lorsqu'elles sont en plein cintre de grand rayon, la hauteur de la

charpente est considérable et il faut prendre des précautions toutes particulières pour s'opposer au flambage et à l'écrasement.

En général, on compose alors les cintres d'une série de planchers dont l'écartement est soigneusement maintenu par des pièces verticales et inclinées.

Les supports superposés doivent avoir évidemment une force suffisante.

La figure 5 de la planche XXXVI donne l'élévation d'un cintre du grand viaduc de Nogent-sur-Marne, dont l'intrados est une demi-circonférence de 50 mètres de diamètre.

Ces constructions sont tout exceptionnelles ; cependant les principes de la charpente sont toujours les mêmes, et, malgré leur complication apparente, on arrivera sans peine à les composer en suivant une marche méthodique.

Pour la construction des longues voûtes, telles que celles des tunnels et des égouts, on a eu souvent recours à des cintres métalliques (fer ou fonte), mobiles soit sur des rouleaux, soit même sur des rails. En disposant sous les poteaux des verrins à poste fixe, le décintrement est facile, et le déplacement ainsi que la mise en place se font en un instant.

Nous aurons lieu de parler de ces engins dans une autre section de l'ouvrage.

Cintres suspendus. — On a fait usage dans certains cas de cintres suspendus qui peuvent être quelquefois substitués avec avantage aux cintres retroussés

Lorsqu'on disposera de vieilles poutres en tôle, ou même de rails, si l'ouverture est faible, on pourra placer ces pièces horizontalement au-dessus des piles et de la voûte à construire et leur suspendre par des chaînes ou des tirants en fer les cintres sur lesquels on doit bâtir.

Cette manière de faire pourra, dans certains cas, être avantageuse surtout avec les voûtes en brique, hourdées en mortier de ciment. On calculera les cintres de manière à ce qu'ils soient capables de porter un ou deux rouleaux de briques, suivant l'ouverture ; on construira ce ou ces rouleaux, on leur laissera le temps de faire prise et leur résistance propre leur permettra de servir eux mêmes de cintre pour les rouleaux suivants.

Nous ne faisons qu'indiquer cette disposition susceptible, croyons-nous, de rendre quelques services.

Cintres solidaires. — Il est encore une autre disposition qui permettrait, dans certains cas, de ne pas encombrer du tout le vide des arches à construire, sans recourir cependant à des cintres retroussés d'une grande flexibilité.

Elle consiste à réunir les pièces similaires a, a' de deux cintres voisins par des tirants horizontaux a, a' passant devant le tympan ; ces tirants, travaillant à l'extension, devront être formés avec des barres de fer, ils permettront de réduire autant que l'on voudra l'épaisseur à la clef du cintre.

Du bois dont on doit composer les cintres. — Toutes les pièces soumises à la compression doivent être en chêne ; on fera en chêne notamment tous les poteaux verticaux.

Le reste des pièces pourra être en sapin.

Lorsque plusieurs pièces en sapin s'assemblent entre elles, elles se pénètrent et se mâchent, et, si l'effort est grand, eu égard à la section, on devra garnir l'assemblage avec une feuille de tôle.

Placées verticalement, les pièces de sapin risquent de se fendre et, en tout cas, elles se compriment plus que le chêne.

Cependant, on fait souvent des cintres tout en sapin ; mais alors on donne aux pièces de plus fortes dimensions.

Pour les arches de petite ouverture, on se sert de bois quelconque. Les indi-

cations précédentes ont trait principalement aux grandes arches qui demandent des cintres particulièrement soignés.

On ne doit pas chercher à trop économiser le nombre des boulons qui réunissent les pièces; ces boulons, bien serrés, concourent à assurer la rigidité de l'ensemble.

Calcul des cintres. — Le calcul des cintres est analogue à celui des ponts en charpente, dont nous nous occuperons plus loin.

La première difficulté que l'on rencontre dans ce travail est de savoir quelle charge normale chaque partie de l'intrados transmet au cintre. C'est une inconnue impossible à dégager, car elle dépend du tassement qui s'opère; ce tassement peut même être assez considérable pour que la pression normale devienne nulle et que la voûte soit sur le cintre comme si elle était décintrée. La pression varie donc entre la composante du poids des voussoirs normale à l'intrados et zéro.

En réalité, le maximum est égal seulement à la composante du poids des voussoirs normale à l'intrados diminuée de la valeur du frottement du voussoir sur le joint qui le supporte; mais il est inutile de tenir compte de ce frottement.

Il est à remarquer, du reste, qu'il y a dans cette question beaucoup d'imprévu, qu'il s'agit d'obtenir non-seulement une charpente capable de porter la voûte, mais en outre une charpente rigide, ne se déformant que le moins possible, c'est-à-dire possédant un grand excès de résistance eu égard aux charges qu'elle supporte.

Donc, il serait chimérique de rechercher l'exactitude dans le calcul des cintres, et le mieux est d'adopter un type ayant déjà réussi, lorsqu'on se trouve dans un cas usuel.

Lorsqu'il s'agit d'un cas nouveau, il faut bien recourir à un calcul sommaire, pour se rendre un compte approximatif des dimensions à donner aux pièces.

Pour le calcul, on prendra donc la zone la plus pesante qu'une ferme ait à porter, on divisera cette voûte en sections par des joints normaux à l'intrados, on fera le poids de chaque section et on en prendra la composante normale à l'intrados. On aura ainsi une série de forces agissant sur le système en charpente aux points où les pièces principales viennent rencontrer l'intrados, et on appliquera les principes, que nous exposerons dans le livre suivant, à la répartition de ces forces entre les pièces qui leur sont opposées.

Il est encore une manière plus simple d'opérer, à laquelle on peut avoir recours, c'est de diviser la zone de voûte afférente à une ferme en une série de sections dont les centres de gravité soient à l'aplomb des poteaux montants ou des sommets du polygone en charpente; on admettra que chaque section pèse de son poids total sur la verticale de son centre de gravité, et on fera le calcul dans cette hypothèse, qui prévoit une dislocation complète de la voûte en ses diverses sections.

Il va sans dire qu'on ne tient pas compte du poids de toute la partie de voûte inférieure à l'angle de 30°.

Ce petit calcul sera très-utile pour déterminer notamment la force des poteaux montants et celle des pieux.

La question de la résistance des pieux est des plus importantes; malheureusement, il y a là encore un élément variable dont il est difficile d'apprécier l'influence.

Lorsque les pieux sont complétement enchâssés dans le sol, on sait qu'ils peuvent porter, suivant l'essence du bois, tant de kilogrammes par centimètre carré. Alors, il n'y a aucun inconvénient à calculer leur section d'après ce coefficient.

Mais, lorsque les pieux ne sont fichés en terre que sur une partie de leur hauteur et que le reste est à l'air ou dans l'eau, ils perdent une grande partie de leur résistance, et sont exposés en outre à se déverser, s'ils ne sont pas plantés parfaitement d'aplomb. Il faut alors ne leur faire porter qu'une partie de la charge qu'on admettrait s'ils étaient complétement enchâssés.

Et il est bon de les réunir l'un à l'autre, de les moiser, pour les rendre solidaires et s'opposer à un déversement isolé.

Dans les mêmes circonstances, il y aura avantage à réunir deux ou trois pieux par support, surtout sous la clef, afin de former des espèces de chaises plus stables qu'un pieu isolé.

Lorsqu'un pieu n'a que la moitié de sa longueur de fiche, c'est-à-dire s'il est moitié en terre, moitié en l'eau, on devra commencer à en enrocher le pied sur une certaine hauteur afin de combattre la tendance au flambage et au déversement.

Enfin, lorsque le fond est du rocher et qu'on ne peut battre de pieux, on établit des supports en maçonnerie ordinaire, si c'est possible; ou bien, on construit des supports ou chaises en charpente formées de quatre montants solidement reliés et représentant les arêtes d'un tronc de pyramide. On met ce tronc de pyramide en place et on l'entoure d'enrochements sur la plus grande partie de sa hauteur.

Le calcul des cintres retroussés est très-simple : ces cintres reçoivent, en chaque point de l'intrados, la pression normale exercée par les voussoirs; d'après la théorie de Navier, ils sont donc soumis aux mêmes efforts que la voûte elle-même; leur poussée horizontale à la clef est égale à la poussée à la clef de la voûte, quantité connue. La somme des sections verticales des pièces qui composent le cintre à la clef doit donc être assez grande pour résister à la poussée à la clef Q; c'est-à-dire, que si le bois ne doit pas travailler à plus de 25 kilogrammes par centimètre carré, on aura, pour la somme des sections, $\frac{Q}{25}$ centimètres carrés.

Du chargement préalable des cintres. — Pour éviter, pendant la construction des voûtes, un tassement considérable, on est dans l'habitude de charger les cintres avant la construction, lorsque les retombées seules sont faites. On les charge au sommet afin d'éviter qu'il ne se relève.

Mais, dans certains cas où il serait possible de le faire sans trop de dépense, il serait bon de charger les cintres d'un poids égal à celui des voûtes.

En résumé, la construction des cintres est une des parties importantes de la construction d'un pont et demande des soins particuliers.

La flexibilité des cintres doit être d'autant moindre qu'on emploie des mortiers à prise plus rapide.

Avec les ciments, notamment, il faut des cintres très-rigides.

Mais les ciments ont un avantage, c'est qu'on peut n'exécuter qu'un rouleau de la voûte sur le cintre, le laisser faire prise et construire ensuite le reste de la voûte. Par sa roideur, le premier rouleau forme cintre par rapport

à la maçonnerie superposée, et décharge le cintre réel que l'on peut construire plus léger.

DÉCINTREMENT.

Lorsqu'une voûte est entièrement construite sur le moule en charpente qu'on appelle cintre, on la laisse ainsi soutenue pendant un temps plus ou moins long, jusqu'au jour où l'on juge que les mortiers ont atteint une dureté suffisante, puis on abaisse le cintre avec une certaine lenteur, de manière à le détacher de la voûte; celle-ci descend aussi d'une hauteur plus ou moins grande, jusqu'à ce que l'équilibre s'établisse entre les pressions dues à la pesanteur des matériaux et la réaction des massifs de maçonnerie.

Cette opération capitale, criterium de la solidité de l'édifice, constitue le décintrement.

On connaît plusieurs procédés de décintrement, que nous allons exposer.

Anciens procédés. — Avant le dix-neuvième siècle, on interposait entre les vaux et les couchis des cales en bois d'une certaine hauteur. Chaque couchis avait sa cale. Lorsqu'on voulait décintrer, on venait à coups de hache briser toutes les cales successivement.

On commençait d'abord par les couchis inférieurs, et l'opération s'effectuait sans difficulté; on remontait peu à peu jusqu'à la clef, en ne faisant disparaître d'abord qu'une cale sur deux. Finalement, quelques cales restaient seules, et disparaissaient à leur tour, laissant la voûte complétement libre.

Le décintrement réel était alors effectué, et on pouvait procéder sans crainte à la cérémonie publique du décintrement; on attachait aux pièces principales de la charpente des câbles fixés à des treuils; à un signal donné, on exerçait une traction générale, tout l'édifice des cintres s'écroulait avec fracas, à la grande admiration des assistants, et le pont se montrait aux regards de la foule, débarrassé de tous ses supports.

On comprend sans peine que ce procédé pénible exigeait beaucoup de temps et donnait quelquefois de médiocres résultats; car, les voûtes soutenues en quelques points seulement, tassaient inégalement et des déformations sensibles se manifestaient dans les courbes d'intrados.

Aussi eut-on l'idée d'agir, non pas sur les couchis eux-mêmes, mais sur les arbalétriers ou sur les supports verticaux de la charpente, dont on dégradait petit à petit les abouts, de manière à produire une diminution progressive dans la longueur de ces pièces et, par suite, un affaissement progressif de la masse du cintre.

C'est ainsi que Boistard opéra, au pont de Nemours; et l'on trouve tout au long la description du procédé, dans son Mémoire, que nous avons déjà cité.

Le premier exemple de la figure 1, planche XXXVII montre une application de ce système à un arbalétrier d'un cintre retroussé A; on fait un trait de scie à la base inférieure de l'about, puis on exécute au ciseau une entaille de hauteur croissante, et l'arbalétrier descend insensiblement.

Si l'on avait à opérer sur des supports verticaux, on les attaquerait par la base à coups de hache, de manière à les tailler en pointe ou en sifflet; lorsque la section inférieure est suffisamment amoindrie, elle s'écrase, le

support descend, et le jeu de la hache recommence pour produire un nouvel affaissement.

Ce sont là évidemment des procédés barbares qui manquent de précision, qui exigent du temps et qui font perdre du bois. Ils ont complétement disparu.

Coins. — C'est le système des coins qui est d'un usage général maintenant pour les petites arches jusqu'à 15 mètres d'ouverture, et qui, souvent même, a été appliqué à de très-grandes arches.

Le 2ᵉ exemple de la figure 1, planche XXXVII représente des systèmes de coins; entre les deux semelles formant, l'une la base du cintre, l'autre le sommet des supports, on interpose deux ou plusieurs coins, que l'on fait glisser l'un sur l'autre à grands coups de masse. Suivant que l'on frappe sur un bout d'un coin ou sur un autre, on tend à faire monter ou à faire descendre la charpente sur un plan incliné, il en résulte pour le cintre un exhaussement ou un affaissement dont l'amplitude est en raison inverse de l'inclinaison du plan de frottement sur l'horizon.

L'inclinaison de ce plan de frottement peut être prise égale à $\frac{1}{6}$ ou à $\frac{1}{5}$, mais il est évident que cette prescription n'a rien d'absolu.

Si l'inclinaison est faible, il faut un effort plus grand pour déterminer le mouvement; si, au contraire, elle est forte, il ne faut plus qu'un faible effort, mais on risque alors de voir le mouvement de descente se produire spontanément.

C'est pour éviter cette spontanéité que, sur la figure 1, les coins de décintrement sont indiqués comme maintenus par des taquets cloués sur les semelles, taquets qu'on enlève au moment du décintrement.

Ces taquets sont inutiles si l'inclinaison du plan de glissement est inférieure à $\frac{1}{6}$.

Les coins sont très-commodes pour les petites voûtes, et nous pensons que jusqu'à 10 mètres d'ouverture, le mieux est de s'en contenter.

Pour les grandes ouvertures, ils présentent des inconvénients que M. l'ingénieur Croizette Desnoyers a nettement exposés dans les lignes suivantes :

« On sait, dit-il, que le procédé généralement usité maintenant pour décintrer une arche consiste à établir au bas du cintre et sur chaque file de supports, deux semelles horizontales espacées de $0^m,30$ à $0^m,40$, entre lesquelles on place de doubles coins que l'on doit desserrer peu à peu, de manière à ramener la semelle supérieure sur la semelle inférieure. Le cintre suit le mouvement de la semelle supérieure, et, par suite, doit s'abaisser graduellement, de manière à soutenir d'abord la voûte pendant qu'elle prend son tassement, et à l'abandonner ensuite en laissant à la fin un intervalle suffisant pour que l'on puisse enlever les couchis et les planches en bois blanc dont ils sont souvent recouverts.

« Ce mode réussit très-bien pour les arches d'ouverture moyenne; mais dès que cette ouverture atteint 20 mètres, les coins, dont les surfaces sont très-fortement pressées, refusent de glisser même sous de très-violents coups de masse; on est alors obligé de les ruiner à la hache, et comme ces coins sont en chêne dur que l'on est obligé de couper à peu près perpendiculairement aux fibres, ils offrent beaucoup de résistance, ne cèdent que sous de très-grands efforts et d'une manière irrégulière; par suite, sur certains points, le cintre se détache tout à coup de la voûte, pendant que sur d'autres il la presse encore. Tous les mouvements sont brusques, et il en résulte que la voûte, dans son tassement, peut se trouver animée d'une force vive très-dangereuse, tandis que, d'un autre côté, l'inégalité avec laquelle le cintre quitte la voûte répartit les pressions d'une manière vicieuse, ce

qui peut amener des ruptures et tend au moins à diminuer beaucoup la régularité de la courbe définitive de la douelle. »

Pour des arches de 31 mètres, ce mode était donc loin d'offrir des garanties de sécurité suffisantes.

On avait pensé d'abord que l'obstacle opposé par les coins au glissement provenait uniquement de ce que ces coins, étant placés au moment du levage du cintre, leurs surfaces restaient trop longtemps en contact, étaient soumises à tant d'alternatives de sécheresse et d'humidité qu'elles devaient adhérer et se pénétrer même de manière à rendre tout glissement impossible. Dès lors, on était fondé à admettre que, pour que les coins pussent fonctionner convenablement, il suffisait de mettre d'abord entre les semelles des billes en bois debout et d'une nature facile à ruiner, de laisser le cintre supporté ainsi pendant tout le temps de la construction, puis, au moment du décintrement, de placer à côté de chaque bille une paire de coins bien savonnés, de détruire les billes et de faire ensuite glisser les coins peu à peu, comme on le fait pour les petites arches. Pour que le mouvement se fît bien régulièrement, M. Beaudemoulin avait, en outre, l'intention de relier ensemble, par un fort boulon, les deux coins de chaque point d'appui, et de faire tarauder tous les boulons d'une manière uniforme, de telle sorte qu'en desserrant d'un tour l'écrou de chaque boulon, chaque point d'appui du cintre s'abaissât d'une même quantité, ce qui permettait d'arriver à une régularité tout à fait mathématique.

On a fait dans ce but de nombreuses expériences au moyen d'une presse hydraulique avec laquelle on exerçait, sur un système de coins, une pression égale à celle que la voûte devait faire éprouver pendant le décintrement ; mais on est arrivé à reconnaître que s'il était facile de déterminer l'inclinaison de manière que les coins pussent glisser l'un sur l'autre dans des conditions données, les faces horizontales qui s'appuyaient sur les semelles avaient toujours une adhérence telle que le glissement des coins ne s'opérait qu'en amenant un déplacement horizontal des semelles qui pouvait entraîner leur chute. On n'aurait pu remédier à cet inconvénient très-grave que par des expédients beaucoup trop coûteux ; il a fallu donc renoncer d'une manière définitive à tout système de coins.

Crémaillères. — Le système des crémaillères est identique à celui des coins, il revient à accoler plusieurs jeux de triples coins. Une application importante en a été faite, comme nous l'avons vu, au pont sur le Strand, dont le cintre est représenté par la figure 3 de la planche XXXV.

Le système se compose de deux semelles *a*, *d*, entre lesquelles est la crémaillère *b*; la semelle supérieure (*a*) reçoit les abouts des arbalétriers, la semelle inférieure *d* surmonte les chandelles et forme le support fixe ; sur leurs faces qui se regardent, les semelles sont entaillées en redans et sur chacune d'elles on voit trois plans inclinés séparés par des ressauts ; entre les deux semelles est la crémaillère *b*, dont les faces s'appliquent sur les plans inclinés des semelles, sans cependant toucher aux ressauts dont elles sont séparées par des cales rectangulaires qu'indiquent des hachures.

Si l'on enlève ces cales et que l'on frappe sur la tête *b* de manière à enfoncer la crémaillère entre les deux semelles, il en résulte un mouvement relatif qui fait descendre les pièces (*a*) et (*b*) sur leurs plans inclinés, tandis que la semelle (*d*) reste fixe ; en somme, les semelles (*a*) et (*d*) se rapprochent, et, par suite, le cintre s'abaisse.

Inversement, si l'on tirait la crémaillère *b*, elle éloignerait les deux semelles l'une de l'autre et remonterait le cintre, de sorte que la crémaillère peut être

très-utile pour placer le sommet du cintre juste à la hauteur voulue avant de commencer la construction.

Cette opération sera facilitée si, au lieu de prendre des cales rectangulaires, on les compose avec des doubles coins ; en frappant sur ces coins dans un sens ou dans l'autre on approchera ou on éloignera de l'intrados la crémaillère (*b*), c'est-à-dire qu'on baissera ou qu'on élèvera le cintre.

Ce système, quoique ingénieux, n'a guère eu d'applications.

Sacs à sable et boîtes à sable. — En présence des inconvénients que nous avons signalés dans l'usage des coins, M. l'ingénieur en chef Beaudemoulin eut l'idée de leur substituer des sacs remplis de sable, d'où on laisserait le sable s'échapper peu à peu au moment du décintrement de manière à produire un abaissement lent et sans secousse.

Ces sacs, formés de forte toile, ouverts aux deux bouts et munis à leur partie centrale d'un petit ajutage aussi en toile, ont $0^m,35$ de diamètre et $0^m,40$ de longueur; on les remplit de sable sec, et, pour les empêcher d'éclater, on les entoure en leur milieu d'une forte sangle ; les deux gueules ainsi que l'ajutage sont liés solidement.

Ainsi préparés, on les place entre les semelles, près des billes provisoires qui supportent le cintre, et on les serre aussi énergiquement que possible entre les deux semelles, au moyen de coins en chêne, ainsi qu'on le voit sur les figures 2 de la planche XXXVII.

A coups de hache, on attaque les billes provisoires, et on les taille d'abord en biseau, puis en pointe ; elles s'écrasent ou pénètrent dans la semelle inférieure ; le cintre descend de $0^m,02$ environ et finit par reposer complétement sur les sacs à sable dont il a complété la compression.

Alors on délie les ajutages, on les maintient ouverts avec une lame de bois dont on se sert à la rigueur pour aider à l'écoulement du sable ; le surveillant s'arrange de manière à régulariser l'écoulement en tous les points, le cintre s'abaisse peu à peu et la voûte finit par se détacher.

Alors l'opération est terminée et l'on peut ouvrir les gueules des sacs pour descendre complétement le cintre.

Le sable, torréfié dans une chaudière, prend une fluidité remarquable et on ne peut guère le maintenir entre les doigts ; aussi s'écoule-t-il des sacs avec une grande facilité, mais il a l'inconvénient de transmettre les pressions en tous les sens et quelquefois il fait crever les sacs ; aussi ne recherche-t-on pas une absolue siccité, et on en est quitte, si l'écoulement est paresseux, pour l'aider avec une sorte de cuiller en bois ou en fer.

La rupture d'un sac pendant l'opération pourrait entraîner des accidents et amener des chocs redoutables ; aussi place-t-on à côté de chaque sac un double coin dont on maintient la face supérieure à quelques millimètres seulement de la semelle du haut ; ce coin se manœuvre à la main pendant la descente, et, si le cintre venait à descendre brusquement, il trouverait, dès les premiers moments de sa chute, un support préparé pour le recevoir.

Cette précaution doit toujours être prise, quel que soit le système de décintrement adopté, coins, sacs ou boîtes à sable ; avec les coins eux-mêmes, il peut arriver que, sous un coup de masse trop violent, un coin saute et se dégage complétement, le support auxiliaire trouve alors son utilité.

Les sacs à sable ont servi au décintrement d'un grand nombre de ponts : M. l'ingénieur de Lagrené leur a apporté une modification qui ne s'est point propagée, mais qu'il est cependant intéressant de signaler :

Au milieu de sacs remplis de sable, figure 3, planche XXXVII, il introduit un tube en caoutchouc de 0m,10 de diamètre et de 0m,35 de longueur, qui est rempli d'eau, et que termine en dehors du sac un robinet en bois d'if; en ouvrant le robinet, on obtenait un écoulement lent et continu qui se traduisait par un affaissement lent et continu des cintres. Pour que le tube en caoutchouc conserve sa forme cylindrique et ne s'aplatisse pas, il doit être également pressé sur toutes ses faces, ce qui ne peut se réaliser que s'il est plongé dans un fluide; avec ce système on est donc conduit à employer un sable pur parfaitement torréfié. C'est cet inconvénient et la légère complication de l'appareil qui ont sans doute empêché l'emploi de s'en répandre ; le simple sac à sable était aussi commode et presque aussi précis.

Boîte à sable. — Mais le sac à sable lui-même s'est vu detrôné par la boîte ou cylindre à sable, dont l'emploi plus commode est aujourd'hui général sur tous les chantiers.

L'idée de la boîte à sable est due à M. l'ingénieur de Sazilly.

Cette boîte comprend deux parties : l'une fixe, l'autre mobile; la partie fixe est un cylindre creux en tôle, la partie mobile est un cylindre plein en chêne qui forme piston pour pénétrer dans le cylindre creux. L'appareil est représenté par les figures 4 de la planche XXXVII.

On ne donne quelquefois que 0m,002 d'épaisseur au cylindre en tôle, mais il vaut mieux adopter 0m,04 à 0m,05 pour en prolonger la durée et pour éviter les accidents ; bien que le sable n'exerce qu'une faible poussée latérale, il arrive quelquefois que des cylindres se crèvent, et cela peut entraîner des accidents.

Le fond du cylindre en tôle est garni d'une rondelle en bois de chêne; on remplit cette boîte métallique de sable bien sec et on la surmonte du piston en chêne.

Le meilleur sable est celui de dimension moyenne, pur et rude au toucher; on le dessèche bien, soit au soleil, soit dans un fourneau.

Le jeu qui reste entre le piston et la tôle est bouché d'ordinaire avec un peu de plâtre qui se détachera lors du décintrement.

Le piston doit être engagé dans le cylindre assez pour qu'il n'y ait pas de déversement à craindre.

L'appareil est terminé en haut et en bas par deux plaquettes carrées en bois de chêne qui touchent les semelles et qui répartissent les pressions sur une grande surface.

Le jeu de l'appareil est d'ordinaire de 0m,12 à 0m,20; il occupe une hauteur totale de 0m,50 à 0m,60.

Au bas du cylindre en tôle existe quatre trous ronds, placés à angle droit; on les bouche, non pas avec des bouchons en liége qui se brise facilement, mais avec des chevilles en bois.

Lorsqu'on enlève une cheville, si le sable intérieur est sec, il s'écoule et forme en avant de l'orifice un petit cône reposant sur la planchette carrée; ce cône s'élève peu à peu et lorsque son sommet a dépassé l'orifice l'écoulement s'arrête. Enlève-t-on ce cône avec la main ou avec une raclette en bois, l'écoulement recommence pour s'arrêter encore lorsque le cône est reformé.

Cet écoulement intermittent donne donc une mesure facile des volumes qui s'échappent.

Si le sable n'est pas assez sec, il ne s'écoule pas spontanément; quelquefois, il suffit de quelques coups légers frappés sur la tôle pour déterminer l'écoule-

ment, mais souvent aussi il faut faire tomber le sable avec un petit crochet en fer que l'on introduit dans l'orifice.

Les boîtes de décintrement étant en place, c'est une bonne précaution de tracer sur le piston en chêne à partir du rebord supérieur de la tôle des divisions de centimètre en centimètre; on les numérote de la même manière, et chaque ouvrier préposé à une boîte voit immédiatement s'il est d'accord avec son voisin pour l'abaissement.

Maintenant, voici comment on procède au décintrement :

La première opération consiste à mettre les cylindres en place; souvent on les pose lors du montage du cintre, ils servent alors de supports pendant toute la construction ; mais, sous l'influence de l'humidité ou des crues, le sable se mouille et se tasse et perd de sa fluidité ; au décintrement, on est forcé de frapper sur la tôle pour le faire écouler et de le tirer avec le crochet. Il n'y a pas à cela grand inconvénient, mais il est meilleur, pensons-nous, de ne poser les boîtes à sable qu'au moment du décintrement; pendant la construction, on les remplace par des billes provisoires en bois, et lorsqu'il s'agit de faire la substitution, on place de chaque côté de la bille, soit deux verrins, soit tout simplement deux doubles coins que l'on presse contre les semelles, on détruit la bille provisoire et on insère la boîte à sable, en laissant un jeu aussi faible que possible.

On répète l'opération pour toutes les billes successivement; quand une boîte est posée, on enlève les deux coins voisins et le cintre vient poser sur elle. Il est bon, avant d'insérer la boîte, de donner quelques coups de masse sur le piston en chêne, afin d'être bien assuré de l'incompressibilité du sable.

Il est évident, que de la sorte on fait toujours descendre le cintre de deux ou trois millimètres, mais cela est sans inconvénient, et cette quantité est bien inférieure à l'élasticité des bois qui se détendent.

Les verrins sont donc inutiles; nous avons pratiqué la substitution pure et simple des boîtes à sable aux billes provisoires, sur cinq arches de 33 mètres d'ouverture et l'opération s'est effectuée avec une grande facilité.

Voilà donc les boîtes en place, et à côté de chacune est un ouvrier armé d'un crochet et d'une raclette en bois; on s'assure que les bouchons jouent bien et s'enlèvent sans difficulté. Le conducteur des travaux commande la manœuvre : il ordonne d'ouvrir d'abord un premier trou et de laisser le cône de sable se former en aidant l'écoulement avec le crochet si c'est nécessaire; lorsque le premier cône est formé partout, on ouvre le trou opposé et on laisse former un nouveau cône; on agit de même sur les deux derniers trous.

Lorsque le tour complet est achevé, on revient au premier trou, on enlève d'un coup de raclette ou d'un coup de main le cône de sable, et il s'en forme un second; on en fait autant successivement aux trois autres trous, puis on revient au premier, et ainsi de suite indéfiniment.

L'abaissement se produit donc d'une manière lente, continue et uniforme sur tous les supports.

Dans la pratique, il y a des ouvriers maladroits qui exécutent mal les commandements; il faut donc jeter un coup d'œil sur la division que portent les pistons en chêne, et voir si l'enfoncement a été partout du même nombre de centimètres. Si l'un des pistons est en retard, on l'amène au niveau des autres en enlevant quelques cônes de sable.

Souvent le sable s'écoule, il se forme à l'intérieur de la boîte en tôle de véritables cavernes, et le piston ne descend pas; mais, on serait exposé à le voir

tomber tout d'un coup d'une certaine hauteur, aussi est-il prudent pendant l'opération de donner, sur la semelle supérieure, quelques légers coups de masse, qui suffisent à déterminer le mouvement.

C'est l'habitude de placer un homme à chaque boîte ; cela ne gêne pas sur un grand chantier, car l'opération n'est pas longue. Cependant, si l'on voulait, on pourrait ne mettre qu'un homme par file de boîtes : ayant ouvert le trou n° 1 de la première boîte, il passerait au trou n° 1 de la seconde, puis à celui de la troisième, etc. ; il reviendrait à la première boîte ouvrir le trou n° 2, et passerait après aux autres boîtes, et ainsi de suite indéfiniment. Mais, nous le répétons, on va plus vite avec un ouvrier à chaque boîte et il n'en résulte pas une dépense appréciable.

Du reste, toutes les voûtes d'un pont étant construites, on commence par décintrer une seule arche, celle qui est fermée depuis le plus de temps, puis on passe aux autres arches, soit le même jour, soit plus tard.

Remarque sur la vitesse du décintrement. — Comme nous l'avons déjà dit, l'emploi des boîtes à sable est aujourd'hui général ; elles sont très-commodes, on en trouve partout, et l'État en possède dans les magasins des ingénieurs, autant qu'il en faut pour tous les travaux d'art. Avec elles, on a un abaissement lent et continu, on ne craint pas de voir les voûtes descendre brusquement et prendre une force vive qui leur ferait dépasser la position d'équilibre, ainsi que nous l'avons expliqué dans la théorie des voûtes, au moyen de la courbe des pressions.

Il ne faudrait point, cependant, s'exagérer les inconvénients d'un décintrement brusque, et aller chercher, comme le faisait M. Beaudemoulin, des mouvements différentiels, destinés à réduire la vitesse de descente à une valeur infinitésimale. Ce qui est à craindre, c'est l'instantanéité, et non pas un simple mouvement brusque; quelque vitesse qu'on donne à un coin, on n'arrive pas à l'instantanéité, et la vitesse que la voûte acquiert n'est pas très-considérable, surtout si l'on réfléchit que les cintres se détendent et remontent, c'est-à-dire s'opposent à l'affaissement.

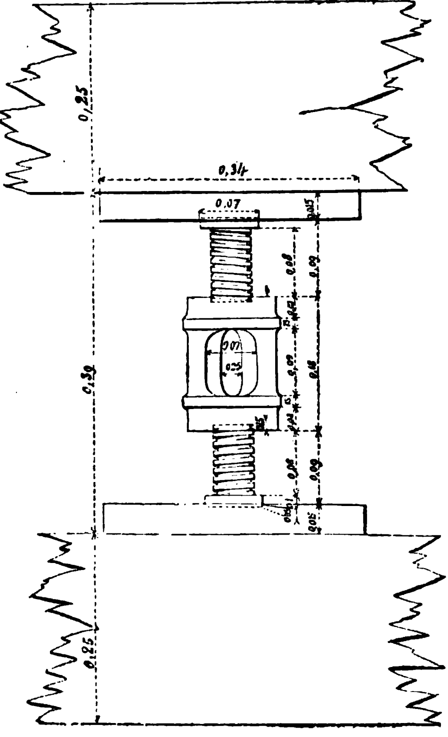
Le décintrement brusque pouvait être plus à craindre autrefois, lorsqu'on avait recours à des mortiers ordinaires, susceptibles de se comprimer outre mesure, et qu'il se produisait des abaissements à la clef de $0^m,10$, $0^m,15$ et plus; sans doute, une voûte qui tomberait instantanément de $0^m,15$ prendrait une force vive considérable, qui ne pourrait être annulée que par un travail de désagrégation et de rupture des matériaux. Mais, aujourd'hui, lorsqu'on se sert de mortiers de ciment et qu'on décintre au bout d'un mois de construction, on est presque en présence d'un monolithe, l'abaissement à la clef est de quelques millimètres, la force vive que la voûte est susceptible de prendre dans sa chute n'est pas à craindre; il n'est donc pas nécessaire de rechercher un décintrement très-lent, et il n'y a rien à craindre avec la boîte à sable, si vite qu'on exécute la manœuvre.

Décintrement par l'eau comprimée. — Il serait facile d'obtenir un appareil analogue aux boîtes à sable, mais beaucoup plus commode qu'elles; ce serait de substituer l'eau au sable. Dans un cylindre creux en fonte pénétrerait un piston plein aussi en fonte; le cylindre creux serait rempli d'eau et porterait à sa base un robinet à petit ajutage. Il va sans dire que le piston plongeur bien alésé pénétrerait exactement dans le col du récipient inférieur et que l'écoulement de l'eau serait rendu impossible au moyen d'un cuir ou caoutchouc embouti comme dans la presse hydraulique.

Cet appareil serait substitué aux billes en bois au moment du décintrement et on l'engagerait entre les semelles à frottement dur; pour décintrer, on mettrait un homme par ligne de pistons, il serait muni d'un verre de dimension donnée, correspondant, par exemple, à un abaissement de deux millimètres; il passerait successivement d'une boîte à l'autre, et tirerait partout la même mesure de liquide. La manœuvre serait donc simple et rapide, tout en produisant un abaissement très-lent. On aurait, en outre, l'avantage de pouvoir, à la rigueur, au moyen d'une pompe foulante, relever le piston et par suite le cintre avec la voûte, opération qu'il peut être utile d'effectuer en cas d'accident.

Avec un certain nombre de boîtes ainsi disposées, et qui se trouveraient au dépôt central des machines des ponts et chaussées, on aurait de quoi suffire à tous les travaux d'art de France.

Quelle épaisseur faudrait-il donner aux parois en fonte pour qu'elles ne travaillassent jamais à plus de 1 kilogramme à l'extension par millimètre carré? soit un diamètre intérieur de $0^m,30$, c'est le diamètre ordinaire des pieux qu'on charge à 25 kilogrammes par centimètre carré; la pression sur la paroi du cylindre est donc au plus de 25 kilogrammes par centimètre carré ou de 25 atmosphères; sur la section méridienne, la pression, pour un mètre de hauteur serait de $30 \times 100 \times 25$ ou de 75,000 kilogrammes; cette tension est supportée par la double section verticale de la fonte, c'est donc 37,500 kilogrammes par section, et, pour que la tension ne dépasse pas un kilogramme par millimètre carré, il faudra donner comme épaisseur à la fonte $0^m,0375$.



Nous nous contentons d'indiquer ce procédé qui n'a pas encore été appliqué.

Procédés divers. — En dehors des boîtes à sable, il existe d'autres procédés exceptionnels d'un usage moins répandu. Cependant, celui des verrins fait exception et on en trouve encore des applications assez fréquentes.

Verrins. — MM. Dupuit et Mahyer ont décintré les quatorze arches des Ponts-de-Cé au moyen des verrins représentés par la figure ci-dessus.

Les cintres furent d'abord montés sur des coins ordinaires. Quand le moment du décintrement fut arrivé, on plaça à côté des coins des verrins de la forme indiquée par la figure, et on tourna l'écrou de manière à soulever le cintre, on chassa alors les coins avec la plus grande facilité, et le cintre reposant sur les verrins fut ensuite descendu d'un mouvement qu'on put maîtriser complétement depuis le commencement jusqu'à la fin de l'opération.

L'appareil, dit M. Dupuit dans la note à laquelle nous empruntons les dessins, se compose de deux vis à têtes carrées, reposant sur des plaques légèrement entaillées; ces vis pénètrent simultanément dans le même écrou, ou en sortent, suivant le sens de la rotation imprimée à cet écrou au moyen d'un levier. En changeant le sens d'une des vis et en lui donnant un pas légèrement différent, on pourrait augmenter indéfiniment la puissance de cet appareil; mais, tel qu'il est, il est parfaitement suffisant pour décintrer les arches de la plus grande portée. Chaque verrin coûte 75 à 80 francs.

Voici, ajoute M. Dupuit, les avantages du procédé : c'est qu'on opère avec une précision mathématique, qu'on peut descendre le cintre d'une quantité déterminée, si petite qu'elle soit; c'est qu'on peut aller aussi vite et aussi lentement qu'on veut, sans crainte de chute brusque; c'est que l'opération, commencée trop tôt, peut être arrêtée, suspendue, ajournée indéfiniment; c'est qu'un tassement inégal peut être corrigé, le cintre trop descendu sur un point ou dans toute son étendue, peut être remonté et remis en place; c'est que les verrins ne craignent pas l'eau, et qu'une fois placés on pourrait les manœuvrer facilement, même submergés par une crue, au moyen d'un levier coudé.

Pour toutes ces raisons, M. Dupuit trouvait les verrins supérieurs aux boîtes à sable; M. Beaudemoulin prétendait, au contraire, que les boîtes à sable étaient moins susceptibles de donner lieu à des accidents et à des ruptures. Nous pensons que les verrins sont au moins aussi bons; aux Ponts-de-Cé ils ont permis de remonter une voûte qui suivait le cintre, de la remettre en place, de la consolider et de la décintrer ensuite.

Seulement, les verrins coûtent plus cher que les boîtes à sable, c'est sans doute la raison qui a fait préférer celles-ci.

Les figures 5 de la planche XXXVII représentent les verrins avec lesquels M. l'ingénieur Paul Regnauld a décintré les 17 arches du pont de Saint-Pierre de Gaubert, sur la Garonne.

« Lorsque, les voûtes terminées, on voulait, dit M. Regnauld, enlever les cintres, on plaçait, entre les coins, des verrins qu'on faisait reposer sur les semelles inférieures, et dont, à l'aide de clefs de manœuvre, on élevait les écrous jusqu'à ce qu'ils vinssent presser suffisamment contre les semelles supérieures. Puis, à coups de masse, on desserrait les coins, et les verrins supportaient seuls le cintre. Alors, imprimant à leurs écrous un mouvement de rotation inverse du précédent, on les faisait descendre, et le cintre entier s'abaissait lentement, parallèlement à lui-même.

Cette manœuvre exigeait beaucoup d'ensemble de la part des ouvriers; car il était important que les écrous descendissent de la même quantité pour que la charge fût uniformément répartie. Ce décintrement s'opérait par des abaissements successifs de $0^m,01$. Les coins étaient chassés, mais insensiblement, de telle sorte que, lorsqu'ils laissaient $0^m,01$ de vide, on abaissait le cintre à l'aide du verrin.

On chassait de nouveau les coins, comme précédemment, puis, avec les verrins, on faisait descendre le cintre, et ainsi de suite jusqu'au moment où le cintre ne supportait plus la voûte.

Ce moyen avait l'avantage de ne pas éloigner les coins et l'on pouvait facilement s'en servir, en cas de besoin, comme points d'appui.

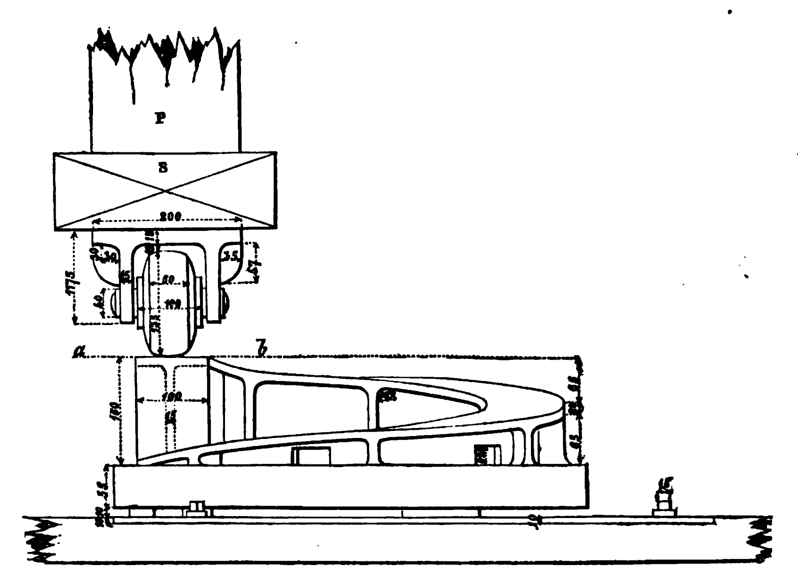
Ce mode de décintrement présente sur ceux employés jusqu'à ce jour les avantages suivants :

1° On obtient un abaissement de cintre aussi lent et aussi régulier que possible, et on diminue la fréquence des accidents ;

2° On peut, en relevant les écrous, ramener le cintre dans sa position primitive si quelque déformation se manifeste dans la voûte.

Il est certain que les verrins ont des avantages sur les boîtes à sable; lors donc qu'on en aura à sa disposition, on fera bien d'y recourir.

Appareil Pluyette. — M. l'ingénieur Pluyette s'est servi, pour le décintrement du pont-viaduc de Nogent-sur-Marne, d'un appareil ingénieux, dérivé de la vis à filet carré que représente en élévation la figure ci-dessous.



Cet appareil n'a guère été employé qu'à Nogent, et nous ne le décrirons que d'une manière sommaire. Il se comprend, du reste, à la seule inspection du dessin.

Sous les poinçons P des fermes des cintres règne une semelle S, sous laquelle est fixée une crapaudine en fonte, dont les joues évidées sont traversées par l'essieu d'une roulette.

Cette roulette repose au sommet d'une surface de vis à filet carré; cette surface en fonte est supportée par des nervures en fonte et terminée à sa base par une plaque en fonte montée sur trois galets, de sorte que l'appareil tout entier est mobile autour de son axe vertical. La rotation s'obtient au moyen de leviers passés dans des trous ménagés *ad hoc.*

La rotation de la vis se transforme en un abaissement de la roulette, et le rapport du déplacement angulaire horizontal au déplacement linéaire vertical dépend du pas de la vis.

Chaque appareil pèse, tout compris, 171 kilogrammes et a coûté 96 francs. Avec 50 appareils on a décintré 30 arches de 15 mètres et 4 de 50 mètres.

Le système est facile à mettre en place et à manœuvrer; mais il nous paraît inférieur aux verrins, car il est plus encombrant et plus cher.

Mesure du tassement des voûtes. — On comprend tout l'intérêt qui s'attache à la mesure exacte du tassement des voûtes lors du décintrement.

Quelquefois, on se contente de faire un nivellement avant et après l'opération ; mais un nivellement ne permet pas le contrôle, ne laisse point subsister de trace, et on ne doit pas s'en contenter.

Le mieux est de placer en face de la clef une longue aiguille verticale, fichée en lit de rivière ; en face, on fixe sur la maçonnerie une réglette horizontale. Avec un crayon on marque de temps en temps la position de la réglette sur l'aiguille, et on se rend compte ainsi des abaissements successifs pendant le décintrement et à la suite de cette opération.

Le tassement complet ne se produit pas pendant le décintrement ; ce tassement augmente dans les heures et quelquefois dans les jours qui suivent. Avec les mortiers ordinaires, notamment, le tassement augmente pendant assez longtemps ; avec les mortiers de ciment, au contraire, le tassement est dû à l'élasticité de l'arc monolithe, il prend sa valeur définitive au bout de quelques heures.

Dans le tassement total des voûtes, on distingue le tassement sur cintres et le tassement proprement dit de la voûte après le décintrement.

Le tassement sur cintre dépend uniquement de la rigidité de celui-ci et de la surcharge qu'on lui a imposée. Comme on ne surcharge jamais un cintre d'un poids égal à celui de la voûte, il faut toujours compter sur un tassement pendant la construction. Lorsqu'on exécute d'abord un premier rouleau de maçonnerie avec mortier de ciment, ce premier rouleau forme pour ainsi dire un cintre supplémentaire par rapport aux autres rouleaux et sa roideur s'oppose à un trop grand tassement.

Dans ce cas, on peut se contenter de donner au sommet des cintres un surhaussement de $0^m,05$.

Lorsque l'on n'exécute pas la maçonnerie par rouleaux on fera bien de surhausser les cintres de $0^m,10$ en vue de leur tassement propre.

Le surhaussement modifie la courbe de pose de l'intrados et on la calcule à nouveau pour déterminer le profil des cintres.

Si une légère diminution dans la flèche finale était sans importance, par exemple au point de vue de la navigation, on pourrait s'abstenir de tout surhaussement et profiler les cintres suivant l'intrados prévu au projet.

Avec les mortiers de ciment, le tassement des voûtes ne dépasse guère $0^m,03$, et on peut se dispenser d'un surhaussement spécial en vue de cet affaissement.

Avec les mortiers ordinaires, si l'on veut décintrer trop vite, on risque d'avoir $0^m,08$ ou $0^m,10$ de tassement pour des voûtes de 30 mètres, et on fera bien alors d'augmenter d'autant le surhaussement des cintres.

La figure 6 de la planche XXXVII représente la méthode qu'employaient Perronet et plusieurs ingénieurs pour se rendre compte du tassement des voûtes. Ils traçaient sur les voussoirs du sommet une ligne horizontale des extrémités de laquelle partaient deux droites inclinées sensiblement normales aux joints de rupture. Ces droites se déformaient au décintrement et prenaient la forme indiquée à droite de la figure ; on voit que le sommet des voûtes s'affaisse pendant que les reins sont comme repoussés vers les piles.

Aujourd'hui, même avec des mortiers ordinaires, on a des tassements bien moindres qu'au temps de Perronet, parce qu'on attend plus longtemps pour décintrer, tandis qu'autrefois on décintrait aussitôt la voûte achevée. Le tracé des lignes précédentes est donc peu utile et on se contente en général de mesurer les abaissements à la clef comme nous l'avons indiqué plus haut.

Pour terminer, nous donnerons ici les tassements observés sur quelques voûtes :

1° Pont de Neuilly, arches de 39 mètres surbaissées au quart, cintres surhaussés de $0^m,40$, tassement sur cintres, $0^m,61$; les voûtes furent décintrées 20 jours après leur achèvement et s'abaissèrent encore de $0^m,30$; tassement total, $0^m,91$.

2° Pont de Nogent-sur-Seine, arches de 29 mètres d'ouverture, surbaissées au tiers; les cintres, bien que surchargés préalablement, tassèrent de $0^m,074$ pendant la construction ; la voûte, décintrée trois jours après l'achèvement de la maçonnerie, éprouva un tassement de $0^m,34$, qui avait atteint $0^m,37$ un an après.

3° Pont de Mantes, arches de 39 mètres d'ouverture avec 11 mètres de flèche, tassement sur cintres, $0^m,325$; les voûtes, décintrées 13 jours après leur achèvement, tassèrent de $0^m,335$. D'où résulte un tassement total de $0^m,66$.

Il faut se rappeler que les trois ponts précédents étaient construits sur cintres retroussés et avec des mortiers de chaux ordinaire.

Les cintres fixes et les chaux hydrauliques ont réduit les tassements, que l'emploi des ciments a encore atténués.

4° Pont de la Concorde, 31 mètres d'ouverture, 4 mètres de flèche, $0^m,13$ de tassement total.

5° Pont d'Iéna, 28 mètres d'ouverture, $3^m,30$ de flèche, $0^m,15$ de tassement total.

6° Pont du Sault du Rhône, 34 mètres d'ouverture, $9^m,75$ de flèche, $0^m,28$ de tassement total.

7° Pont de Montlouis, arches de $24^m,76$ d'ouverture et $7^m,10$ de flèche, maçonneries de mortier de chaux hydraulique, tassements sur cintres de $0^m,024$ à $0^m,047$, tassements au décintrement, $0^m,046$ à $0^m,053$, tassement total, $0^m,07$ à $0^m,10$.

8° Pont de Chalonnes, arches de 30 mètres d'ouverture et $7^m,50$ de flèche, maçonneries de mortier de chaux hydraulique, tassement sur cintres de $0^m,04$ à $0^m,042$, tassement au décintrement de $0^m,042$ à $0^m,088$, tassement total de $0^m,082$ à $0^m,13$.

9° Pont de Tilsitt à Lyon, arches de 22 mètres d'ouverture et $2^m,50$ de flèche, exécutées avec le plus grand soin, en pierres de taille hourdées avec du mortier de ciment de Grenoble, les cintres ayant été préalablement surchargés des $\frac{1}{3}$ du poids des voûtes; au décintrement effectué six semaines après l'achèvement des voûtes, le tassement n'a pas dépassé un millimètre.

10° Pont sur la Creuse, arches de 31 mètres avec 11 mètres de flèche, maçonnerie de mortier hydraulique, les cintres avaient été surchargés au sommet de 50,000 kilogrammes, le tassement sur cintres a été de $0^m,04$ à $0^m,05$. Les voûtes sont restées 20 à 25 jours sur cintres après la fermeture et ont toutes tassé d'à peu près $0^m,08$ lors du décintrement.

11° Pont de Villeneuve, sur l'Yonne, arche de 34 mètres d'ouverture, mortier formé de volumes égaux de ciment de Vassy et sable ; décintrement, 10 jours après l'achèvement, pas de tassement appréciable.

12° Les ponts de Nantes, maçonnés en mortier de ciment de Portland, n'ont eu au décintrement que des tassements insensibles qui n'ont pas dépassé $0^m,02$ pour des voûtes de 22 mètres fermées depuis 25 jours environ.

13° Voûtes du viaduc du Point-du-Jour, de 30 mètres d'ouverture, hourdées en mortier de ciment de Portland (1 de ciment pour 3 de sable) ; ces voûtes, exécutées en 30 jours, ont été laissées, au minimum, 30 jours sur cintres, et le tassement constaté au moment du décintrement a varié de $0^m,009$ à $0^m,012$.

On a obtenu des résultats presque identiques sur des voûtes de 33 mètres d'ouverture, exécutées en mortier de Portland (mêmes proportions que plus haut), et décintrées de 15 à 20 jours après leur achèvement.

14° Au pont de Saint-Pierre de Gaubert, qui comprend 17 arches de 21^m,65 d'ouverture, les voûtes, hourdées en mortier de chaux du Theil, ont subi des tassements compris entre 0^m,00 et 0^m,15, mais la majeure partie n'a baissé que de 0^m,003.

Du temps que les voûtes doivent passer sur cintres. — Ce temps est variable suivant l'ouverture de la voûte, suivant les matériaux employés, suivant la saison et suivant l'intérêt qu'on a à obtenir de faibles abaissements.

Pour les petites voûtes, le temps qu'on les laisse sur cintres est à peu près indifférent.

Avec du mortier de chaux hydraulique, on devra attendre plus longtemps qu'avec du ciment; dans tous les cas, il est avantageux d'attendre que la prise soit très-avancée.

En été, le durcissement des mortiers va plus vite qu'en hiver, et on pourra décintrer plus tôt.

Si l'on tient à ne pas avoir d'abaissement à la clef, on devra attendre que les mortiers aient fait prise complète.

Nous pensons qu'on sera dans de bonnes conditions si l'on décintre :

1° Les voûtes hourdées en bon mortier de chaux hydraulique, six semaines ou deux mois après leur achèvement;

2° Les voûtes hourdées en mortier de ciment dit Portland, 15 à 20 jours après leur achèvement;

3° Les voûtes hourdées en mortier à prise rapide, 4 à 5 jours après leur achèvement.

Pour les petites ouvertures, on pourra même décintrer presque aussitôt la pose de la clef.

REMARQUES GÉNÉRALES.

Nous sommes arrivé au terme de notre travail en ce qui a trait aux ponts en maçonnerie, et nous espérons que le lecteur trouvera dans ce qui précède tous les renseignements nécessaires.

Quant à l'exécution des maçonneries de toute nature, à la disposition des chantiers, au bardage des matériaux, nous en avons exposé les principes dans notre *Traité de l'exécution des travaux*, et nous ne reviendrons point sur ce sujet.

La construction des ponts en maçonnerie a fait de grands progrès dans le siècle actuel, non pas comme hardiesse, car on n'a guère dépassé les anciennes ouvertures, mais comme perfection, comme rapidité, comme élégance et solidité dans la construction.

L'introduction des chaux hydrauliques avait déjà réalisé des progrès considérables; celle des ciments permet d'aller plus loin encore.

Les mortiers de ciment prennent une dureté comparable, quelquefois supérieure à celle des pierres qu'ils lient ensemble; les massifs deviennent monolithes, et la dimension des morceaux dont ils sont composés n'a plus d'influence.

La pierre de taille, si coûteuse, si difficile à barder et à mettre en place, doi

donc disparaître ou tout au moins être réservée seulement aux arêtes principales de la construction et aux moulures.

Le moellon piqué, le moellon têtué, le moellon brut doivent constituer eux seuls presque toute la masse de la construction.

Autrefois, on exécutait les voûtes entières en pierres de taille ; plus tard, on se contenta de faire les bandeaux en pierre de taille avec le corps de douelle en moellon piqué. Mais qu'arrivait-il? Au décintrement, les têtes tassaient moins que le corps de la voûte parce que les joints étaient plus nombreux ici que là, et les têtes se séparaient quelquefois du reste de la voûte. Aussi, avons-nous vu les constructeurs soigneux réunir par des tirants en fer ou par des chaînes en pierre de taille les bandeaux des têtes.

Aujourd'hui de telles précautions sont inutiles : avec du mortier de ciment, le nombre des joints est indifférent pourvu qu'on attende la prise; on peut donc faire sans crainte des bandeaux en pierre de taille encadrant une douelle en petits moellons ; mais, n'est-il pas plus économique de composer les bandeaux eux-mêmes avec deux ou trois assises de moellons équarris. Il en résulte de grands avantages économiques : on n'a plus besoin de panneaux, et la maçonnerie des têtes s'exécute comme avec de la brique ; les grues roulantes deviennent inutiles, une voie de fer avec vagonnets, établie sur toute la longueur du travail, suffit au transport des matériaux qui sont chargés et déchargés à la main.

Lorsqu'on voit dans les ponts de Perronet des blocs de plusieurs mètres cubes avec des formes contournées pour produire l'enchevêtrement, on est effrayé du prix que de pareilles pierres atteindraient maintenant, et l'on sent tous les services que peuvent rendre les ciments de bonne qualité que l'on trouve aujourd'hui, très-facilement à un prix modéré.

Nous pensons donc qu'il faut entrer résolûment dans la voie économique de l'emploi exclusif des petits matériaux : une preuve à l'appui, c'est l'état dans lequel on trouve des constructions fort anciennes, ponts ou vieilles tours féodales, les parements en pierre de taille ont disparu, et le massif de moellons est resté inébranlable depuis des siècles.

Un autre perfectionnement qu'on a apporté à la construction des ponts, c'est l'exécution par zones ou anneaux consécutifs ; on économise ainsi sur les cintres que l'on transporte parallèlement à eux-mêmes et sur le cube de maçonnerie, car le vide entre les anneaux peut être recouvert soit par des dalles, soit par de petites voûtes.

Nous avons donné une application de ce système pour la substitution de voûtes en briques à un vieux pont en charpente : on démolit le pont en charpente sur la moitié de sa largeur et on concentre la circulation sur l'autre moitié ; sur la moitié libre on construit un demi-pont en briques, sur lequel on ramène ensuite la circulation pour transporter le cintre à côté et construire la seconde moitié de pont. Les deux demi-ponts ne sont pas jointifs, parce qu'ils peuvent subir des tassements inégaux; on laisse entre eux un espace vide que l'on recouvre avec une dalle.

M. l'ingénieur Cadot a fait une belle application du système de construction en deux parties lorsqu'il a substitué des voûtes en maçonnerie aux cinq travées de 27 mètres d'ouverture qui composaient le pont de Tournus : il concentra la circulation sur la moitié du pont, détruisit l'autre moitié, construisit à la place un demi-cintre, ramena la circulation sur ce demi-cintre, construisit l'autre demi-cintre et la demi-voûte superposée que l'on livra à la circulation après son

achèvement; on exécuta alors la demi-voûte restante, puis les corniches et parapets de chaque côté.

On arriva ainsi à édifier en quelques mois un ouvrage important sans causer aucune gêne à la circulation : c'est une précaution qu'on doit observer autant que possible dans les travaux publics.

RÉDACTION D'UN PROJET DE PONT.

Le dossier d'un projet de construction comprend cinq pièces écrites, plus des dessins d'ensemble et de détails donnant toutes les dimensions des ouvrages.

Nous n'avons rien à dire sur les dessins, si ce n'est qu'ils doivent être exécutés à une échelle suffisante et cotés avec le plus grand soin.

Les cinq pièces écrites sont :

1° Rapport de l'ingénieur;

2° Devis et cahier des charges;

3° Avant-métré;

4° Bordereau des prix et renseignements sur leur composition;

5° Détail estimatif.

1° Dans son rapport, l'ingénieur commence par établir la nécessité du travail, et il en donne la description générale sans entrer dans les détails de construction, puis il prend chaque partie de l'œuvre et expose les raisons et les calculs qui l'ont conduit à adopter telle ou telle disposition; il dira notamment comment il a déterminé l'ouverture des arches, leur montée, le mode de fondation, la largeur du pont entre parapets. Viennent à la fin les calculs de résistance qui donnent les pressions à la clef, les courbes de pression, les pressions élémentaires sur les diverses assises des piles et des fondations, enfin toutes les quantités qui intéressent la stabilité de l'édifice : à cette section du rapport il faut joindre les épures et diagrammes desquels on a déduit les résultats numériques. On termine d'ordinaire par un aperçu des dépenses à faire, et on cherche le prix de revient soit par mètre carré du plan, soit par mètre carré d'élévation, soit par mètre courant, afin d'en faire la comparaison avec le prix d'ouvrages analogues.

2° Le *devis et cahier des charges* est la pièce importante de l'entreprise, celle qui règle les discussions entre l'entrepreneur et l'administration; elle doit donc prévoir toutes les objections qui peuvent se présenter au sujet de la qualité des matériaux, de leur emploi et du mesurage.

Le *devis et cahier des charges* se divise d'ordinaire en quatre chapitres distincts, savoir :

Chapitre I. Indications générales et description des ouvrages.

Chapitre II. Indication des lieux de provenance ou d'extraction des matériaux. Qualités des matériaux.

Chapitre III. Préparation et emploi des matériaux. Mode d'exécution des ouvrages.

Chapitre IV. Mode d'évaluation des ouvrages. Conditions générales.

Tous les articles du devis sont numérotés, et le numérotage se poursuit d'un chapitre à l'autre.

Dans le chapitre I, on commence par désigner le genre et l'emplacement des travaux, puis on procède à la description méthodique de l'édifice et de ses diverses

parties, arches, piles, couronnement et corniches, parapets, chaussées, fondations des piles et des culées, cintres de toute nature. On doit se borner dans cette description à faire bien saisir la disposition de l'ouvrage et les dimensions principales de ses diverses parties; on ne doit pas, comme on le fait bien souvent, reproduire toutes les cotes de détails, qui se trouvent sur les dessins, ceux-ci deviendraient donc inutiles. Nous le répétons, les dimensions principales seules sont à inscrire au devis : le cahier des clauses et conditions générales laisse une assez grande latitude dans les quantités dont peuvent varier, sans donner droit à indemnité pour l'entrepreneur, les diverses natures de travail, pour qu'il soit inutile de préciser à l'avance les dimensions de chaque pierre de taille. Par exemple, on donnera la hauteur de la plinthe, sa saillie sur le plan des tympans et sa longueur de queue, mais on ne décrira pas le profil des moulures dont elle est ornée. On aura soin de dire dans un article au sujet de tous ces détails que l'entrepreneur devra se conformer aux dessins qui lui seront remis par l'ingénieur en cours d'exécution.

Dans le chapitre II, on indique les lieux d'extraction ou de provenance des matériaux et les qualités qu'ils devront posséder. On examine successivement la pierre de taille, le moellon de toute espèce, le caillou cassé, le sable, la chaux et le ciment.

On doit s'abstenir de préciser la maison ou la fabrique où les matières devront être achetées, car ce serait constituer un monopole pour cette maison ou cette fabrique. L'entrepreneur doit avoir la latitude de prendre les matériaux chez qui il lui plaira, pourvu que ces matériaux satisfassent aux conditions voulues d'aspect et de résistance. Ainsi, on pourra préciser le temps au bout duquel des mortiers doivent faire prise, c'est-à-dire supporter sans dépression l'aiguille de Vicat; on pourra définir aussi les charges de rupture par centimètre carré à l'extension ou à la compression. Pour toutes ces qualités des matériaux, le lecteur se reportera au traité de l'exécution des travaux.

Le chapitre III est le plus important de tous : il indique le mode d'exécution des mortiers, des maçonneries, des charpentes, etc., tout doit y être détaillé avec soin et les prescriptions accumulées de manière à prévoir tous les cas, il vaut mieux avoir à apporter une certaine tolérance aux prescriptions du devis que d'être forcé de les aggraver. On doit expliquer en détails la manière dont il sera procédé à chaque espèce de travail, si peu important qu'il soit.

Dans le chapitre IV, la partie principale est celle qui a trait au mesurage, il convient qu'il n'y ait aucun doute à cet égard, que l'on sache bien par exemple si des fouilles seront mesurées d'après le cube enlevé au tombereau ou d'après les dimensions relevées sur place, si pour les pierres de taille on prendra le plus petit prisme circonscrit ou le cube réellement mis en place, si les parties de pieux recepées seront comptées comme bois définitif ou comme bois repris par l'entrepreneur, etc. Lorsque certaines pièces sont comptées au poids, il est bon d'inscrire la densité qui servira de base au calcul, dans le cas où l'on connaîtrait seulement le volume sans avoir exécuté une pesée directe. Dans le même chapitre, on inscrit les précautions relatives à la réception des matériaux, au classement des matériaux de rebut, à l'organisation, à l'éclairage et à la garde des chantiers, à l'élection de domicile que doit faire l'entrepreneur dans le voisinage des travaux, aux mesures de sauvetage, aux frais de visite, d'implantation et de réception des travaux, aux droits d'octroi qui sont laissés à la charge de l'entrepreneur, etc. L'article final doit déclarer l'entrepreneur soumis aux clauses et conditions générales imposées aux entrepreneurs des ponts et chaussées par l'arrêté ministériel du

16 mai 1866. Une circulaire ministérielle prescrit de veiller à ce qu'aucun article du devis ne fasse double emploi avec un article du cahier des clauses et conditions générales ; il ne doit être dérogé à ce cahier qu'en cas de nécessité absolue, et la dérogation doit être inscrite au devis.

3° L'*avant-métré* est divisé par sections : terrassements, maçonnerie, dragages, charpente et fers. Il donne les éléments des quantités de chaque espèce de travail et totalise les résultats. Au sujet de l'avant-métré nous dirons qu'il faut éviter le travers où l'on tombe quelquefois d'exprimer les mesures avec de nombreuses décimales. Le cahier des clauses et conditions générales laisse une latitude assez étendue à la variation des quantités prévues, pour qu'il soit inutile de chercher l'exactitude absolue. Du reste, il y a toujours des modifications en cours d'exécution. Nous engageons donc à forcer toujours les éléments du calcul en adoptant des nombres ronds. Il arrive presque toujours que les prévisions sont plus ou moins dépassées, rarement elles restent d'une quantité notable au-dessous de ce qui est inscrit au projet. Il y a donc avantage à tous égards à adopter la marche que nous venons de dire, de forcer toujours les éléments.

4° Le *bordereau des prix*, suivi des renseignements ou sous-détails sur la composition de ces prix, doit être rédigé avec le plus grand soin.

Dans les sous-détails, on ajoute au prix des matériaux et de la main-d'œuvre $\frac{1}{20}$ pour faux frais et fournitures d'outils, puis au total ainsi obtenu on ajoute $\frac{1}{10}$ pour bénéfice. Rappelons ici que dans les contestations, c'est le bordereau seul qui fait foi ; le sous-détail n'est donné qu'à titre de renseignement, il ne peut être invoqué même en cas d'erreur matérielle.

5° Le *détail estimatif* résulte de la combinaison de l'avant-métré avec le bordereau des prix ; il donne la dépense totale par nature de travail, et totalise les dépenses par section d'abord, puis pour l'ensemble de l'ouvrage ; à la dépense à l'entreprise, on ajoute une somme à valoir pour dépenses en régie et travaux imprévus ; sauf des cas exceptionnels, cette somme à valoir sera suffisante si on la fixe au $\frac{1}{10}$ du montant de l'entreprise.

APPENDICE

AU TRAITÉ DE PONTS EN MAÇONNERIE

TABLE N° 1

TEMPS EMPLOYÉ POUR EXÉCUTER DIFFÉRENTS TRAVAUX

Quand on veut établir un sous-détail, on est souvent embarrassé parce qu'on manque de données pratiques sur le temps employé à l'exécution du travail qu'on a en vue. Il serait à désirer que l'administration fît recueillir sur les chantiers des attachements exacts du temps passé aux diverses natures de travaux; on établirait de la sorte des sous-détails types bien exacts. A défaut d'expériences récentes, nous avons eu recours aux tables dressées en 1835 par Genieys, ingénieur en chef des ponts et chaussées; nous les avons simplifiées et ce sont elles que nous donnons ci-après. En traitant de l'exécution des travaux, nous avons déjà donné de nombreux éléments de sous-détails; nous espérons qu'en les combinant avec la table de Genieys, on arrivera à se procurer à peu près tous les éléments nécessaires au calcul des bordereaux de prix.

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
TERRASSEMENTS		
Mètre cube de terre (un manœuvre). Fouille d'un mètre cube de terre ordinaire un peu mélangée.	0.75	
Fouille à un homme; la terre chargée dans une brouette ou civière, ou déposée sur la berge.	0.667	On appelle terre à un homme à la fouille, toute celle qui s'enlève facilement et sans faire usage de la pointe.
Fouille à un homme; la terre jetée à 2m,00, au moins, et 4m,00 au plus, ou élevée à 1m,60 au-dessus de l'excavation, ou chargée dans un tombereau, dans un camion..	0.804	
Fouille à un homme, de sable ou de terre, dans l'eau, chargé dans une brouette, ou déposé sur berge à la longueur du bras. .	1.43	L'ouvrier se tenant dans l'eau.

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
Fouille à un homme, de sable ou terre dans l'eau, élevé à 1m,60 ou jeté à 2m,00 au moins et à 4m,00 au plus, ou chargé dans des tombereaux	1.667	L'ouvrier se tenant dans l'eau.
Fouille, y compris jet	1.00	
Fouille, terre végétale	0.60	
Fouille de terre franche	0.90	
Terre glaise	1.40	
Terre dure et pierreuse	2.00	
Tuf	2.50	
Fouille, y compris jet		
Terre légère	1.76	
Terre forte ordinaire	2.70	
Terre dure et mêlée de pierres	3.37	
Tuf ordinaire	4.05	
Tuf très-dur	5.40	
Vase	1.90	
(Un mineur). Roc extrait à la mine	5.50	
Déblai de sable, fouille et charge	0.48	
Déblais de galets, piochage et charge (un manœuvre)	1.215	
Déblais de vase, fouille et charge	0.78	
Seconde fouille ou repiochage, terre ordinaire un peu mélangée	0.40	M. Toussaint annonce que l'expérience donne pour cette 2e fouille ou reprise sur berge, la moitié de la première.
Terre légère	0.88	
Terre forte ordinaire	1.35	
Terre dure, très-mélangée de pierres	1.68	
Tuf ordinaire	2.02	
Tuf très-dur	2.70	
Jet à la pelle. Terre ordinaire un peu mélangée	0.40	
Terre dure, pierre, terre glaise	0.47	
Terre végétale	0.65	
Tuf et glaise	0.75	
Vase	0.80	
Terre légère	0.58	
Terre forte ordinaire	0.90	
Terre très-dure, mêlée de pierres	1.12	
Tuf ordinaire	1.35	
Tuf très-dur	1.80	
Reprise et chargement dans les brouettes.		
Terre ordinaire	0.40	
Terre dure, pierre, terre glaise	0.47	
Chargement dans les brouettes. Terre végétale	0.60	
Glaise, terre dure, pierre, tuf	0.70	
Vase	0.75	
Reprise et chargement dans les brouettes.		
Terre légère	0.58	
Terre forte ordinaire	0 90	
Terre dure et pierre	1.12	
Tuf ordinaire	1.35	

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
Tuf très-dur.	1.80	L'unité est partout le mètre cube.
Reprise et chargement dans les brouettes. Roc extrait à la mine.	1.02	
Transport par brouettes, terre ordinaire, à 30m,00.	0.67	
Terre pierreuse, terre glaise.	0.47	
Transport à 20m,00 par brouette.	0.33	
Transport par brouettes, à 30m,00 horizontal, ou 20m,00 en pente. Terre végétale.	0.45	
Terre dure, pierre, glaise.	0.55	
Reprise et chargement dans un tombereau. Roc schisteux extrait à la mine.	1.28	
Terre ordinaire.	0.65	
Terre dure, pierre, terre glaise.	0.75	
Vase.	0.80	
Terre ordinaire. Temps du tombereau. . .	0.28	
Glaise. Temps du tombereau.	0.235	
Transport à 100m,00 tombereau à deux chevaux, contenant 1 mètre cube, y compris retour	0.065	
Déchargement.	0.05	
Glaise; transport.	0.076	
Déchargement.	0.058	
Chargement; le tombereau attelé d'un cheval, contenant 0m,50. Terre végétale et sable. .	0.108	Temps de deux tombereaux à un cheval jusqu'à 300 mètres de distance.
Glaise, terre dure, tuf.	0.123	
Vase.	0.133	
Temps du chargement, le tombereau attelé de 2 chevaux contenant 1 mètre. Terre végétale et sable.	0.217	D'un tombereau à 2 chevaux, depuis 300 jusqu'à 1,100 mètres.
Glaise, terre dure, tuf.	0.230	
Vase.	0.267	
Temps du chargement, le tombereau attelé de 3 chevaux, contenant 1m,50. Terre végétale et sable.	0.325	De deux tiers de tombereau à 3 chevaux, depuis 1,100 mètres jusqu'à 2,000 mètres.
Glaise, terre dure, tuf.	0.353	
Vase.	0.400	
Temps du chargement, le tombereau attelé de 4 chevaux, contenant 2m,00. Terre végétale et sable.	0.434	D'un 1/2 tombereau à 4 chevaux depuis 2,000 jusqu'à 4,000 mètres.
Glaise, terre dure, tuf.	0.460	
Vase.	0.434	
Temps pour parcourir 100m,00 de distance, y compris retour. Terre végétale, terre franche.	0.060	La terre pesant en réduite 1,50, l'eau pesant 1.
Glaise, terre dure, vase, sable.	0.070	
Temps du déchargement.	0.050	
Régalage après le transport. Terre ordinaire.	0.15	
Terre glaise, tuf et terre dure.	0.25	
Sable	0.20	
Régalage de galets après transport.	0.26	
De vase ou remblai.	0.54	

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
Pilonnage; terre végétale, glaise.	0.60	
Pilonnage ; terre douce, sablonneuse ou forte.	0.40	
Terre glaise crayonneuse et tuf.	0.64	
Mètre carré.		
Dressage de surface de terre après déblais ou remblais.	0.10	
Terre végétale, terre franche, sable.. . . .	0.10	
Glaise, terre dure, pierreuse tuf.	0.13	
DRAGAGE		
Mètre cube de dragage de sable ou vase, avec drague à main.	6.00	
Dragage de sable, profondeur moyenne de 1m,50.	10.00	
Dragage à 3 hot. profondeur moyenne de 3m,00 de gravier, pierre, glaise, 4 hommes se relayant toutes les 2 heures.	3.507	Le nombre d'heures appartenant à tout l'atelier.
Dragage avec la drague à hotte, sable à 2 et 3 mètres de profondeur, la machine servie par 5 manœuvres.	1.00	Une heure de l'atelier.
REVÊTEMENT EN GAZON		
Mètre carré de revêtement de gazon..		
Extraction pour 1 mètre carré.	1.30	
Emploi, sans y comprendre le transport. . .	0.80	
Approche et emploi.	1.30	
CORROIS EN GLAISE		
Mètre cube de corrois en glaise. Main-d'œuvre pour l'humecter, la pétrir, y compris emploi.	11.00	
Emploi seul de la glaise.	1.00	
FASCINAGE		
Mètre cube de fascinage, les fascines ayant 2m,50 de long sur 0m,30 de diamètre; 4 piquets, l'épaisseur réduite à 0m,20 après le battage des piquets, facon des fascines et pose.	10.00	

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
PIQUETAGE		
Approche à 10 mètres, et battage des piquets, le terrain étant difficile à pénétrer. Pour mille piquets.	33.73	
Approche à 10 mètres, et battage des piquets, le terrain étant facile à pénétrer. Pour mille piquets.	15.82	
Recepage des piquets après battage au maillet.	16.12	
Tunage. Approche à 10 mètres et emploi des verges au mille.	17.87	
Mètre carré de tunes.	0.67	
MAÇONNERIE		
Mètre cube de moellon ou béton transporté à la brouette en rampe de $0^m,08$.		
Chargement dans la brouette.	0.80	
Transport à 30 mètres.	0.50	Le temps du transport augmente de de 0,10 par 0,01 de pente de plus.
Transport de 20 à 30 mètres.	0.60	30 mètres en terrain horizontal, 20 mètres en pente.
Transport à 20 mètres.	0.81	
Moellon, chargement dans un tombereau. . .	0.75	
Transport à 300 mètres (tombereau à 2 chevaux).		M. Gauthey pense que le transport doit être le même que celui de la terre, en tenant compte de la différence du poids.
Temps du chargement du tombereau qui contient 0,75.	0.25	
Temps du chargement pour parcourir 100^m, aller et revenir.	0.065	Le tombereau ne contenant que 0,75, il faut multiplier le temps ci-contre par 1 1/3 pour 1 mètre cube.
Temps du déchargement.	0.05	
Chargement dans une barque et déchargement après transport.	2.00	
Temps de la barque et du marin.	1.00	
Chargement sur le pont de Poones.	1.57	
Pierre de taille ou libages transportés sur un binard, un chef bardeur et 6 manœuvres. .		
Chargement et déchargement.	1.805	
Transport à 100 mètres et retour.	0.195	Le binard étant ordinairement chargé de 0,33, chaque voyage est le tiers des sommes ci-contre.
Mètre cube de pierre de taille, 1 chef bardeur et 8 manœuvres.		
Chargement et déchargement.	1.63	Rondelet. Le binard est chargé de 0,46 et demande $0^h,337$ par voyage pour le parcours.
Transport à 100 mètres, et retour.	0.73	

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
Pierre de taille. Le binard chargé de 0m,75.		
Chargement et déchargement.	0.75	Heure de 1,20, chariot servi par 6 bardeurs, 1 cheval et 1 charretier.
Parcours de 100 mètres et retour.	0 06	
Pierre de taille. Le binard attelé de 2 chevaux, avec 1 charretier, 1 bardeur et 3 manœuvres.		
Chargement et déchargement.	1.35	Le binard est chargé de 0,667. Chaque voyage demande pour le chargement et déchargement 0,90. Parcours 0,065.
Parcours de 100 mètres et retour.	0.10	
Pierre de taille. Levage à la chèvre. 1 brayeur et 4 manœuvres.		
Brayage et débrayage.	1.333	La pierre cubant en réduite 0,375, chacune demandera 0,50 pour brayage et débrayage et 0,50 pour élévation.
Temps pour monter, hauteur moyenne 5 mètres.	1.333	
Pierre de taille. Brayage et débrayage, 8 bardeurs.	2.17	
Montage à 10 mètres.	0.54	
Brayage et débrayage (2 brayeurs et 6 manœuvres).	0.50	Heure de 1,20 chèvre, servie par deux brayeurs et six manœuvres. Volume de la pierre 0,75.
Montage à 8 mètres à raison de 0,1 d'heure par mètre.	0.80	
Pierre de taille. Brayage et débrayage, 5 manœuvres.	1.81	D'après les expériences de M. Morizot, temps de l'atelier.
Montage à 2 mètres et par chaque 2 mètres en sus, même atelier.	0.27	
Mètre cube. De chaux grasse, extinction 0m,45 de chaux vive, un manœuvre.	8.00	
De chaux grasse vive, extinction, un manœuvre.	3.07	Le transport de l'eau fait par voitures à part.
De chaux vive, extinction.	8.00	En y comprenant le transport de l'eau.
Même mètre cube, l'eau à part.	5.00	Le transport de l'eau à part.
De chaux hydraulique naturelle ou artificielle 0m,62 de chaux vive, extinction, un manœuvre.	10.00	
De mortier de chaux grasse, fabrication. . .	10.00	
De mortier de chaux hydraulique, fabrication.	15.00	
De mortier quelle que soit la chaux, fabrication.	12.00	M. Gauthey adopte au moins 12 heures, au plus 20.
De béton, fabrication.	15.83	Travaux du pont de la Grève, extinction de la chaux. Manipulation du mortier. Cassage de la meulière. Mélange (contrôle des travaux des compagnies. Legraverend).
Mètre cube.		
De moellon ou meulière, emmétrage.	1.30	
Emploi sous l'eau pour enrochement. . . .	1.00	
Emploi sous l'eau. Enrochements sans sujétion.	0.80	
Avec sujétion.	1.00	
De maçonnerie de moellon posée à sec. Un maçon et son garçon, emploi.	5.00	

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
De maçonnerie de moellons avec mortier de chaux et sable. Un maçon et son garçon. .	6.00	
De maçonnerie de moellon avec sujétion et échafauds.	6.50	
De maçonnerie de moellons hourdée en plâtre. Un maçon et son garçon.	4.50	
De maçonnerie de meulière avec mortier. Un maçon et son garçon.	7.00	Rondelet.
Mètre carré de parement de meulière à sec, avec sujétion. Un maçon.	0.80	
De parement de moellon hourdé et rejointoyé. Un maçon.	1.00	Rejointoiement sans échafaud après le travail 1 heure, avec échafaud $1^h,25$; Gauthey.
De parement de moellon hourdé pour les voûtes.	1.50	
De parement de moellon essemillé. Essemillage et rejointoiement, parties droites. .	9.00	
Pour les voûtes et parties circulaires. . .	10.00	
De parement de moellons. Les moellons taillés à la pointe.		
Murs droits.	11.00	
Mètre cube de maçonnerie de libages. 1 poseur, 2 contre-poseurs et un manœuvre. Emploi à sec.	2.00	
De libages avec mortier de chaux et sable. .	2 50	Même atelier que pour la pierre de taille.
De libages avec mortier de chaux et sable 1 maçon et son garçon.	9.46	
De pierre de taille, de roche pour parement de mur, voûtes, marches, parapets, etc. .		
Pose et fichage, quel que soit l'appareil. 1 poseur, 2 contre-poseurs, 1 manœuvre. . . .	4.00	(Appareil réduit 0,70; Boitard.)
De pierre de taille pour bornes isolées, auges, etc. 1 maçon et son garçon.	10.81	
De pierre de taille pour caniveaux, gargouilles, dalles, etc. Les mêmes ouvriers. .	24.32	
De pierre de taille pour murs droits, 1 poseur, 1 contre-poseur, un limousin et 2 garçons.	3.38	
De pierre de taille pour murs circulaires, même atelier.	4.05	
De pierre de taille pour voûtes, fûts de colonnes, même atelier.	6.75	
De pierre de taille, pour arêtier des voûtes en arc de cloître, même atelier.	10.13	
Mètre carré de pierre de taille, pour dallages verticaux de $0^m,06$ d'épaisseur, même atelier.	1.31	
Mètre cube de pierre de taille. 1 poseur, 2 contre-poseurs, 1 manœuvre.		

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
Pour la pose	3.00	
Pour le fichage	2.00	
Mètre carré de parement de pierre de taille pour pose, queue de 0m,90 à 1 mètre	5.00	
De 0m,80 à 0m,90	4.50	
De 0m,70 à 0m,80	4.00	
De 0m,60 à 0m,70	3.50	
De 0m,50 à 0m,60	3.00	
Mètre carré de sciage, pierre de roche, 2 scieurs	4.75	
De taille piquée, rustiquée, entre ciselures. 1 tailleur de pierre	7.50	Devis de la navigation de la Seine. Les sciages, taille, abattage de pierre de Saillancourt 4/5 des prix de roche dure. Pierre franche aux 2/3. Pierre tendre, vergelet et liais au 2/5. On passe moitié en sus pour les parements courbes, la taille des joints est évaluée au 1/3 de la taille des parements droits. On passe, pour 1 mètre carré, 9 de parement, moitié sciage et moitié taille.
De taille layée et unie sans sciage	14.50	
De taille pour marbre de Stinkal, ciselé au pourtour et proprement piqué	21.01	
De taille de joints, grossièrement piqués	5.28	
De taille de granit taillé à la pointe	27.50	Travaux du canal d'Ile-et-Rance; M. Legraverend.
De taille rustiquée de granit	28.00	Si ce parement devait être layé, M. Gauthey pense que l'on doit ajouter les 3/4 en sus.
De roche de Paris	9.00	
Vergelet	3.50	
Mètre carré de sciage de pierre de taille; 2 scieurs. Liais fin de Paris	5.39	Temps de l'atelier. M. Toussaint passe ensuite ordinairement un 1/8 de déchet sur les parties payées aux ouvriers. Quand les sciages sont en parement, ils se comptent comme taille, y compris enlèvement des balèvres; et on a comme ci-dessous pour la taille.
Roche de Saillancourt	4.73	
Pierre franche de l'abbaye du Val	2.76	
Vergelet dur	1.97	
Vergelet tendre	1.05	
De taille de parements droits layés. Liais fin de Paris	13.68	M. Toussaint passe ensuite : 2/3 de taille de parement layés pour parement layé, après refouillement, entre 4 côtés conservés. 1/2 taille, pour taille préparatoire avant moulures. 1 taille 1/2 pour taille circulaire layée, intrados, etc., y compris évidemment ébauche et taille préparatoire. 1/2 taille pour les parements rustiqués seulement. 1/2 taille pour taille de lits bien faits. 1/3 de taille pour joints et lits de claveaux et voussoirs. 1/2 taille pour joints à deux ciselures pour assise ; formant parpaing.
Roche de Saillancourt	11.84	
Pierre franche de l'abbaye du Val	8.42	
Vergelet dur	5.27	
Vergelet tendre	3 94	

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
Mètre cube d'évidements simples sur le chantier pour dégager des angles. Liais fin de Paris.	94.80	
Roche de Saillancourt.	80.22	
Pierre franche de l'abbaye du Val.	58.34	
Vergelet dur.	36.46	
Vergelet tendre.	21.88	
Mètre cube de refouillement sur le chantier entre plusieurs parties conservées, comme évidement de soupirail dans une assise de retraite. Liais fin de Paris.	189.61	
Roche de Saillancourt.	160.44	
Pierre franche de l'abbaye du Val.. . . .	116.68	
Vergelet dur.	65.63	
Vergelet tendre.	43.76	
De refouillement entièrement à la masse et au poinçon, pour incrustement de carreaux de $0^m,50$ en carré. Liais fin de Paris.. . .	255.24	
Roche de Saillancourt.	218.78	
Pierre franche de l'abbaye du Val.	175.02	
Vergelet dur.	102.10	
Vergelet tendre.	72 93	
De refouillement, évidement, épannelage. .	146.00	Rondelet. Sur le tas 1/6 de plus, à la masse et au poinçon 1/3 de plus.
Mètre carré de chape de $0^m,08$ d'épaisseur avec mortier de chaux hydraulique et sable. Limousins.	2.70	Pour employer le mortier et lisser la chape.
Manœuvres..	4.00	Pour éteindre la chaux, faire le mortier et le porter.
Mètre cube de mortier pour chape, pour étendre et lisser. 1 maçon et 1 manœuvre.	4.50	
Mètre carré de battage. 1 manœuvre.. . . .	1.50	
Millier de briques, ayant $0^m,22$ de long, $0^m,11$ de large, et $0^m,055$ d'épaisseur; confection, extraction de la terre ($1^m,75$) et transport, 1 manœuvre.	4.00	M. Hageau. Travaux du canal de la Meuse au Rhin.
Pour le corroyement, 1 corroyeur..	3.75	On doit tenir compte ensuite du temps du briquetier pendant la cuisson et de l'enlèvement des briques.
Moulage. Un atelier composé de 1 chef briquetier et son aide, 2 mouleuses, 2 porteurs et 2 poseurs.	1 25	
Pour recouper les bavures, rebattre les briques, les mettre en haie, 2 manœuvres.. .	1.25	
Mise au four, 2 hommes pour arranger les briques et le charbon, 4 rouleurs, 1 passeur, 1 porteur de charbon, surveillé par le maître briquetier.	0.63	
Mètre cube de brique, emploi, un maçon et un manœuvre. Pour les massifs en briques hourdées.	5.00	

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heuers	
Pour les murs en élévation exigeant échafaud.	7.00	
Mètre carré de parement, 1 maçon. Briques hourdées, compris rejointoiement sans sujétion. Murs droits, mortier de chaux et sable..	1.20	
Pour voûtes ou parties circulaires.. . . .	1.80	
Mètre carré de rejointoiement de parement après exécution. Murs droits sans échafaud, 1 maçon et 1 manœuvre.	1.25	
Avec échafaud.	1.50	
Mètre cube de briques. Emploi avec mortier hydraulique par assises réglées. 1 maçon et son manœuvre.	6.66	Travaux du quai de Montauban. M. Legraverend.
Mètre carré de rejointoiement. Murs droits, 1 maçon.	1.00	Travaux du quai de Montauban. M. Legraverend.
De rejointoiement pour voûtes, 1 maçon. .	1.60	Pont de Chaumes. M. Legraverend.
CHARPENTE		
Mètre cube de charpente, chargement et déchargement dans un diable, 1 coltineur et 9 manœuvres..	0.335	
Temps pour parcourir 100 mètres.. . . .	0.065	
Chargement dans un diable. 10 manœuvres.	0.20	
Déchargement. Même atelier.	0.15	
Temps pour parcourir 100 mètres.	0.06	
Chargement et déchargement dans une charrette, 1 bardeur et 3 manœuvres.	0.50	
Chargement et déchargement dans une barquette, 1 bardeur et 3 manœuvres.. . . .	2.00	
Façon de tenons de 0m,30 sur 0m,19 et 0m,09.	2.41	
Mortaise, façon au plus..	2.00	
Façon au moins.	1.00	
Mortaise pour façon..	1.50	
Façon d'un tenon. Au moins.	2.15	
Au plus..	2.25	
Façon d'un tenon en réduite.	1.75	
Entaille de moises ou de ventrières.		
Au moins..	0.50	
Au plus	1.50	
Entaille de moises ou de ventrières.. . . .	1.14	
Mètre carré de joints d'abouts de sommiers, chapeaux, moises, etc.	10.50	
Assemblage à embreuvement.	5.00	
Assemblage à queue d'hironde.	6.00	
Percement d'un mètre de trous de boulons sur le chantier.	1.10	
Sur place..	3.00	

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
D'un mètre de trous de boulons avec emploi.	1.63	
Mètre carré de traits de scie sur tréteaux, compris levage et pose, 2 scieurs de long..	1.20	Chêne.
De trait de scie ; gros bois de charpente, chêne.	1.45	
Petits bois.	1.36	
Orme.	1.52	
Mètre carré de sciage d'entes, de pieux et de poteaux.	8.20	
De sciage d'abouts de pieux..	5.00	
De sciage de pieux de niveau avec des scies à main..	10.50	
De sciage de palplanches de niveau avec des scies à main..	12.50	
De dressage pour refaire les faces des pieux et des madriers.		
Au moins..	1.00	
Au plus..	2.00	
Façon d'un pieu d'échafaud. 1 charpentier.	1.00	Un pieu cube 0,126.
Façon d'un pieu d'échafaud et pose du sabot non encastré.	1.25	
Battage d'un pieu d'échafaud, 1 enrimeur, 1 renard et 12 manœuvres.	1.50	
D'un pieu d'échafaud, 1 enrimeur et 32 manœuvres.	1.92	(Mouton, 391 kil.)
Arrachage d'un pieu d'échafaud, 1 charpentier et 4 manœuvres.	0.50	
Mètre cube de bois carrés pour chapeaux d'échafaud, pose et démolition, 1 charpentier.	15.00	
1 manœuvre.	2.00	
De bois carrés pour chapeaux d'échafaud avec tenon et mortaise. 1 charpentier.	40.00	
1 manœuvre.	3.00	
De bois carrés pour chapeaux d'échafaud, sans tenon ni mortaises, 1 charpentier..	15.00	Sciage des pieux, percement des trous et pose des chevilles, assemblage aux extrémités, pose et assujettissement. Gauthey.
Mètre cube de bois carrés pour chapeaux d'échafaud, avec tenon et mortaise, 1 charpentier..	27.89	
De bois carrés pour chapeaux d'échafaud, avec tenon et mortaises, pour démolition et rangement, 1 charpentier.	0.83	
1 manœuvre.	1.24	
De bois carrés pour chapeaux d'échafaud, sans tenon ni mortaise, mais avec cheville de fer, pour démolition et rangement, 1 charpentier.	1.24	
1 manœuvre.	1.24	

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
De liernes boulonnées avec les pieux pour batardeaux. 1 charpentier.	58 98	Trous de boulons, joints d'about, pose.
De liernes boulonnées avec les pieux pour batardeaux, démolition et rangement, 1 charpentier.	3.91	
1 manœuvre.	3.90	
D'entretoises boulonnées avec les pieux pour maintenir l'écartement, 1 charpentier. . .	41.01	
D'entretoises boulonnées avec les pieux, démolition et rangement, 1 charpentier. . . .	3.12	
1 manœuvre.	3.91	
D'entretoises clouées contre les pieux, 1 charpentier.	14.00	
D'entretoises clouées contre les pieux, démolition et rangement. 1 charpentier.	7.33	
1 manœuvre.	6.67	
Palplanche de batardeau, façon et mise sur châssis, 1 charpentier.	1.00	
Battage, 1 enrimeur, 1 renard, 12 manœuvres.	0.50	
Arrachage, 1 charpentier et 4 manœuvres. .	0.25	
Mètre cube de madriers assemblés par panneaux, pour vannages, traverses espacées à 2 mètres, 1 charpentier.	13.13	Pose de chevillettes, assemblage des madriers et pose, 0,25 de largeur et 0,08 d'épaisseur pour les madriers.
De madriers assemblés par panneaux pour démolition et rangement, 1 charpentier. .	5.50	
1 manœuvre.	7.50	
Mètre carré de plabords, cloués contre des pieux d'échafaud pour moises ou dessus, 1 charpentier.	0.48	
De plabords cloués, démolition et rangement, 1 charpentier.	0.24	
1 manœuvre.	0.24	
De plabords posés sur un échafaud. Pose, 1 charpentier.	0.02	Le même temps pour la démolition.
1 manœuvre.	0.08	
Mètre carré de plabords pour moises ou planches d'échafaud, pose et démolition, 1 charpentier.	0.08	
1 manœuvre.	0.32	
De planches de sapin clouées sur poteaux pour clôtures. Pose et démolition, 1 charpentier.	0.50	
1 manœuvre.	0.60	
Mètre cube de madriers assemblés par panneaux, pour vannage. Pose et démolition, 1 charpentier.	20.00	
1 manœuvre.	8.00	
Façon d'un pieu de fondation, 1 charpentier.	2.50	Le pieu cube 0,333 ; pose du sabot s'il n'est pas encastré. (Gauthey).
Battage avec une sonnette à déclic, au refus de $0^m,02$. Le mouton pesant 500 kil. et		

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
tombant de $3^m,50$, 1 charpentier, 1 renard, 5 manœuvres.	8.00	
Recepage d'un pieu, 1 charpentier..	4.00	
D'un pieu à la hache et à découvert, 1 charpentier..	1.11	
Mètre carré de recepage pour pieux à découvert, 1 charpentier..	11.08	
Mètre cube de chapeaux de fondation posés sur pieux à tenons et mortaise, 1 charpentier.	33.00	
De bois carrés non refaits, avec assemblage pour racinaux, 1 charpentier..	40.00	sés sur pieux à tenon et mortaise (Gauthey), assemblés aux extrémités par embreuv. avec les chapeaux.
Mètre cube de ventrières entaillées et boulonnées, 1 charpentier.	27.00	
De chapeaux fixés sur les pieux par des chevilles. Pose, 1 charpentier.	5.60	
De chapeaux fixés avec des chevilles, mais sous l'eau. Pose, 1 charpentier..	10.40	
De poutres de plancher avec renforcement de sous-poutres et contre-fiches, 1 charpentier.	41.22	
De bois carrés refaits sur les faces pour racinaux avec assemblage, 1 charpentier. .	65.00	
De bois carrés pour racinaux non refaits. mais présentés sur l'épure. 1 charpentier.	45.00	
De bois carrés refaits et présentés sur l'épure. 1 charpentier...	70.00	
De bois de sciage pour madriers, pose et assujettissement, 1 charpentier.	10 00	
De bois de sciage pour madriers, les joints des plates-formes dressés. Pose, 1 charpentier.	20.00	
Même travail en châssis et échoués sous l'eau.	31.00	,25 de largeur sur 0.10 d'épaisseur.
De madriers de revêtement, intérieurement les joints dressés, 1 charpentier..	22.50	
Palplanche de $0^m,10$ d'épaisseur, $0^m,25$ de large, 4 mètres de longueur. Façon, pose du sabot, mise en châssis, 1 charpentier..	1.50	
De $0^m,10$ d'épaisseur, $0^m,25$ de largeur, 5 mètres de long. Affûtage, dressage à joints carrés.	1.00	
A rainure et languette.	4.00	
Mise en châssis.	0.20	
Battage de la palplanche, 1 charpentier, 1 renard, 5 manœuvres, sonnette à déclic..	3.00	
Mètre cube, taille et assemblage au chantier de bois non refaits pour cintres, ponts provisoires, au-dessus de $0^m,25$ d'équarrissage, 1 charpentier..	15.00	
Au-dessous de $0^m,25$ d'équarrissage.. . .	25.00	

DÉSIGNATION DES TRAVAUX	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
De bois refaits pour ponts, estacades, au-dessus de 0m,25 d'équarrissage.	40.00	
Au-dessous de 0m,25 d'équarrissage.. . .	50.00	
De bois arrondis entaillés sur la longueur avec feuillures, au-dessus de 0m,25 d'équarrissage..	60.00	
Au-dessous de 0m,25 d'équarrissage.. . .	70.00	
De bois pour la charpente des grandes machines, grues, chèvres, sonnettes.	90.00	
De bois pour la charpente des petites machines, cabestans, treuils..	150.00	
Lumière de treuils, 1 charpentier. . . .	1.25	
Vis d'Archimède de 5m,84 de long, et 0m,60 de diamètre extérieur.	263.25	
Mètre courant de leviers de cabestan.. . . .	0.98	
Mètre cube de couchis pour cintres de 0m,20 d'équarrissage, 1 charpentier..	7.01	Percement des trous et pose.
De bois pour pièces de pont, 1 charpentier. .	37.55	Préparation et pose.
Levage au mètre cube fait à la main pour les charpentes en réduite, 1 charpentier..	25.15	
Par parties assemblées, 1 charpentier. . .	15.00	
Levage au mètre cube de grandes pièces assemblées, mues par des machines, 1 charpentier..	5.00	
1 manœuvre.	10.00	
Mètre cube pour décintrement de voûtes ou démolition de ponts provisoires, 1 charpentier..	2.00	
1 manœuvre.	4.00	
FERS		
Kilogramme de fer, Fabrication pour pièces de grande dimension ne demandant que quelques soudures aux extrémités, 1 forgeron et son aide.	0.09	Travaillant 12 heures.
Fabrication pour pièces de grande dimension ne demandant que quelques soudures, 1 forgeron.	0.08	Rondelet.
1 aide.	0.06	
1 garçon..	0.08	
Fabrication pour pièces de dimension moyenne de crampons de 0m,50 Garde-fous, sabots, etc., 1 forgeron et son aide..	0.30	
Fabrication pour pièces de dimension moyenne. 1 forgeron.	0.24	Rondelet.
1 aide.	0.18	
1 garçon..	0.2	
Fabrication pour petits crampons, chevillettes, organeaux, frettes, pièces chauffées com-		

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
portant trous et soudures, 1 forgeron et son aide.	0.50	
Pose par un serrurier avec scellement en plomb, 1 ajusteur et son aide..	0.05	
Pose avec assemblage comme rampe d'escalier, 1 ajusteur et son aide..	0.07	
Pose avec encastrement pour sabots de pieux et palplanches, 1 charpentier..	0.20	Par kilog.
PEINTURE		
Mètre carré de goudronnage sur bois neuf, 1 goudronneur.	0.20	
De goudronnage sur bois vieux avec grattage, 1 goudronneur.	0.25	
De peinture sur charpente, première couche, 1 peintre..	0.20	
2e couche, 1 peintre.	0.17	
3e couche, 1 peintre.	0.15	

TABLE N° 2

QUI DONNE LES NOMBRES DE 1 A 1,000, LEURS CARRÉS ET LEURS CUBES, LEURS RACINES CARRÉES ET LEURS RACINES CUBIQUES, LA LONGUEUR ET LA SURFACE DES CIRCONFÉRENCES CONSTRUITES SUR CES NOMBRES COMME DIAMÈTRES.

Cette table, dont il est inutile d'expliquer le mécanisme, puisqu'il se comprend à simple vue, a été dressée par Cousinery, ingénieur en chef des ponts et chaussées, continuateur des tables de Genieys ; Cousinery l'a publiée dans son recueil de 1846. Elle a été mise sous une forme simple, par M. Claudel qui a réduit le nombre des décimales : telle que M. Claudel l'a donnée, elle est bien suffisante, et c'est elle que nous reproduisons ici :

Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.	Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.
1	3.14	0.78	1	1	1.000	1.000	61	191.63	2922.46	3721	226981	7.810	3.936
2	6.28	3.14	4	8	1.414	1.259	62	194.77	3019.07	3844	238328	7.874	3.957
3	9.42	7.07	9	27	1.732	1.442	63	197.92	3117.24	3969	250047	7.937	3.979
4	12.57	12.57	16	64	2.000	1.587	64	201.06	3216.99	4096	262144	8.000	4.000
5	15.71	19.63	25	125	2.236	1.709	65	204.20	3318.30	4225	274625	8.062	4.020
6	18.85	28.27	36	216	2.449	1.817	66	207.34	3421.18	4356	287496	8.124	4.041
7	21.99	38.48	49	543	2.645	1.912	67	210.48	3525.65	4489	300763	8.185	4.061
8	25.13	50 26	64	512	2.828	2.000	68	213.62	3631.68	4624	314432	8.246	4.081
9	28.27	63.61	81	729	3.000	2.080	69	216.77	3739.28	4761	328509	8.306	4.101
10	31.41	78.54	100	1000	3.162	2.154	70	219.91	3848.45	4900	343000	8 366	4.121
11	34.55	95.03	121	1331	3.316	2.223	71	223.05	3959.19	5041	357911	8.426	4.140
12	37.69	113.09	144	1728	3.464	2.289	72	226.19	4071.50	5184	373248	8.485	4.160
13	40.84	132.73	169	2197	3.605	2.351	73	229.33	4185.38	5329	389017	8.544	4.179
14	43.98	153.93	196	2744	3.741	2.410	74	232.47	4300.84	5476	405224	8.602	4.198
15	47.12	176.71	225	3375	3.872	2.466	75	235.61	4417.86	5625	421875	8.660	4.217
16	50.26	201.06	256	4096	4.000	2.519	76	238.76	4536.45	5776	438976	8.717	4.235
17	53.40	226.98	289	4913	4.123	2.571	77	241.90	4656.62	5929	456533	8.774	4.254
18	56.54	254.46	324	5832	4.242	2.620	78	245.04	4778.36	6084	474552	8.831	4.272
19	59.69	283.52	361	6859	4.358	2.668	79	248 18	4901.66	6241	493039	8.888	4.290
20	62.83	314.15	400	8000	4.472	2.714	80	251.32	5026.54	6400	512000	8 944	4.308
21	65.97	346.36	441	9261	4.582	2.758	81	254.46	5153.00	6561	531441	9.000	4.326
22	69.11	380.13	484	10648	4.690	2.802	82	257.61	5281.01	6724	551368	9.055	4.344
23	72.25	415.47	529	12167	4.795	2.843	83	260.75	5410.59	6889	571787	9.110	4.362
24	75.39	452.38	576	13824	4.898	2.884	84	263.89	5541.77	7056	592704	9.165	4.379
25	78.54	490.87	625	15625	5.000	2.924	85	267.03	5674.50	7225	614125	9.219	4.396
26	81.68	530.93	676	17576	5.099	2.962	86	270.17	5808.80	7396	636056	9.273	4.414
27	84.82	572.55	729	19683	5.196	3.000	87	273.31	5944.67	7569	658503	9.327	4.431
28	87.96	615.75	784	21952	5.291	3.036	88	276.46	6082.11	7744	681472	9.380	4.447
29	91.10	660.52	841	24389	5.385	3.072	89	279.60	6221.13	7921	704969	9.433	4.464
30	94.24	706.85	900	27000	5.477	3.107	90	282.74	6361.72	8100	729000	9.486	4.481
31	97.38	754.76	961	29791	5.567	3.141	91	285.88	6503.87	8281	753571	9.539	4.497
32	100.53	804.24	1024	32768	5.656	3.174	92	289.02	6647.61	8464	778688	9.591	4.514
33	103.67	855.29	1089	35937	5.744	3.207	93	292.16	6792.90	8649	804357	9.643	4.530
34	106.81	907.92	1156	39304	5.830	3.239	94	295.31	6939.78	8836	830584	9.695	4.546
35	109.95	962.11	1225	42875	5.916	3.271	95	298.45	7088.21	9025	857375	9.746	4.562
36	113.09	1017.87	1296	46656	6.000	3.301	96	301.59	7238.23	9216	884736	9.797	4.578
37	116.23	1075.21	1369	50653	6.082	3.332	97	304.73	7389.81	9409	912673	9.848	4.594
38	119.38	1134.11	1444	54872	6.164	3.361	98	307.87	7542.96	9604	941192	9.899	4.610
39	122.52	1194.59	1521	59319	6.244	3.391	99	311.01	7697.68	9801	970299	9.949	4.626
40	125.66	1256.63	1600	64000	6.324	3.419	100	314.15	7853.97	10000	1000000	10.000	4.641
41	128.80	1320.25	1681	68921	6.403	3.448	101	317.30	8011.86	10201	1030301	10.049	4.657
42	131.94	1385.44	1764	74088	6.480	3.476	102	320.44	8171.30	10404	1061208	10.099	4.672
43	135.08	1452.20	1849	79507	6.557	3.503	103	323.58	8332.30	10609	1092727	10.148	4.687
44	138.23	1520 52	1936	85184	6.633	3.530	104	326.72	8494.88	10816	1124864	10.198	4.702
45	141.37	1590.43	2025	91125	6.708	3.556	105	329.86	8659.03	11025	1157625	10.246	4.717
46	144.51	1661.90	2116	97336	6.782	3.583	106	333.00	8824.75	11236	1191016	10.295	4.732
47	147.65	1734.94	2209	103823	6.855	3.608	107	336.15	8992.04	11449	1225043	10.344	4.747
48	150.79	1809.55	2304	110592	6.928	3.634	108	339.29	9160.90	11664	1259712	10.392	4.762
49	153.93	1885.74	2401	117649	7.000	3.659	109	342.43	9331.33	11881	1295029	10.440	4.776
50	157.08	1963.49	2500	125000	7.071	3.684	110	345.57	9503.34	12100	1331000	10.488	4.791
51	160.22	2042.82	2601	132651	7.141	3.708	111	348.71	9676.91	12321	1367631	10.535	4.805
52	163.36	2123.71	2704	140608	7.211	3.732	112	351.85	9852.05	12544	1404928	10.583	4.820
53	166.50	2206.18	2809	148877	7.280	3.756	113	355.01	10028.77	12769	1442897	10.630	4.834
54	169.64	2290.21	2916	157464	7.348	3.779	114	358.14	10207.05	12996	1481544	10.677	4.848
55	172.78	2375.82	3025	166375	7.416	3.802	115	361.28	10386.91	13225	1520875	10.723	4.862
56	175.92	2463.01	3136	175616	7.483	3.825	116	364.42	10568.34	13456	1560896	10.770	4.876
57	179.07	2551.75	3249	185193	7.549	3.848	117	367.56	10751.34	13689	1601613	10.816	4.890
58	182.21	2642.08	3364	195112	7.615	3.870	118	370 70	10935.90	13924	1643032	10.862	4.904
59	185.35	2733.97	3481	205379	7.681	3.892	119	373.85	11122.04	14161	1685159	10.908	4.918
60	188.49	2827.43	3600	216000	7.745	3.914	120	376.99	11309.76	14400	1728000	10.954	4.932

Nombres.	Circon-férence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.	Nombres.	Circon-férence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.
121	380.13	11499	14641	1771561	11.000	4.946	186	584.33	27171	34596	6434856	13.638	5.708
122	383.27	11689	14884	1815848	11.045	4.959	187	587.47	27464	34969	6539203	13.674	5.718
123	386.41	11882	15129	1860867	11.090	4.973	188	590.62	27759	35344	6644672	13.711	5.728
124	389.55	12076	15376	1906624	11.135	4.986	189	593.76	28055	35721	6751269	13.747	5.738
125	392.70	12271	15625	1953125	11.180	5.000	190	596.90	28352	36100	6859000	13.784	5.748
126	395.84	12469	15876	2000376	11.224	5 013	191	600.04	28652	36481	6967871	13.820	5.758
127	398.98	12667	16129	2048383	11.269	5.026	192	603.18	28952	36864	7077888	13.856	5.768
128	402.12	12867	16384	2097152	11.313	5.039	193	606.32	29255	37249	7189057	13.892	5.778
129	405.26	13069	16641	2146689	11.357	5.052	194	609.47	29559	37636	7301384	13.928	5.788
130	408.41	13273	16900	2197000	11.401	5.065	195	612.61	29864	38025	7414875	13.964	5.798
131	411.54	13478	17161	2248091	11.445	5.078	196	615.75	30171	38416	7529536	14.000	5.808
132	414.69	13684	17424	2299968	11.489	5.091	197	618.89	30480	38809	7645373	14.035	5.818
133	417.83	13892	17689	2352637	11.532	5.104	198	622.03	30790	39204	7762392	14.071	5.828
134	420.97	14102	17956	2406104	11.575	5.117	199	625.17	31102	39601	7880599	14.106	5.838
135	424.11	14313	18225	2460375	11.618	5.129	200	628.32	31416	40000	8000000	14.142	5.848
136	427.25	14526	18496	2515456	11.661	5.142	201	631.46	31730	40401	8120601	14.177	5.857
137	430.39	14741	18769	2571353	11.704	5.155	202	634.60	32047	40804	8242408	14.212	5.867
138	433.54	14957	19044	2628072	11.747	5.167	203	637.74	32365	41209	8365427	14.247	5.877
139	436.68	15174	19321	2685619	11.789	5.180	204	640.88	32685	41616	8489664	14.282	5.886
140	439.82	15393	19600	2744000	11.832	5.192	205	644.02	33006	42025	8615125	14.317	5.896
141	442.96	15614	19881	2803221	11.874	5.204	206	647.16	33329	42436	8741816	14.352	5.905
142	446.10	15836	20164	2863288	11.916	5.217	207	650.31	33653	42849	8869743	14.387	5.915
143	449.24	16060	20449	2924207	11.958	5.229	208	653.45	33979	43264	8998912	14.422	5.924
144	452.39	16286	20736	2985984	12.000	5.241	209	656.59	34307	43681	9129329	14.456	5.934
145	455.53	16513	21025	3048625	12.041	5.253	210	659.73	34636	44100	9261000	14.491	5.943
146	458.67	16741	21316	3112136	12.083	5.265	211	662.87	34966	44521	9393931	14.525	5.953
147	461.81	16971	21609	3176523	12.124	5.277	212	666.01	35299	44944	9528128	14.560	5.962
148	464.95	17203	21904	3241792	12.165	5.289	213	669.16	35632	45369	9663597	14.594	5.972
149	468.09	17436	22201	3307949	12.206	5.301	214	672.30	35968	45796	9800344	14.628	5.981
150	471.24	17671	22500	3375000	12.247	5 313	215	675.44	36305	46225	9938375	14.662	5.990
151	474.38	17907	22801	3442951	12.288	5.325	216	678.58	36643	46656	10077696	14.696	6.000
152	477.52	18145	23104	3511808	12.328	5.336	217	681.72	36983	47089	10218313	14.730	6.009
153	480.66	18385	23409	3581577	12.369	5.348	218	684.86	37325	47524	10360232	14.764	6.018
154	483.80	18626	23716	3652264	12.409	5.360	219	688.01	37668	47961	10503459	14.798	6.027
155	486.94	18869	24025	3723875	12.449	5.371	220	691.15	38013	48400	10648000	14.832	6.036
156	490.08	19113	24336	3796416	12.489	5.383	221	594.29	38359	48841	10793861	14.866	6.045
157	493.23	19359	24649	3869893	12.529	5.394	222	697.43	38707	49284	10941048	14.899	6.055
158	496.37	19606	24964	3944312	12.569	5.406	223	700.57	39057	49729	11089567	14.933	6.064
159	499.51	19855	25281	4019679	12.609	5.417	224	703.71	39408	50176	11239424	14.966	6.073
160	502.65	20106	25600	4096000	12.649	5.428	225	706.86	39760	50625	11390625	15.000	6.082
161	505.79	20358	25921	4173281	12.688	5.440	226	710.00	40115	51076	11543176	15.033	6.091
162	508.93	20612	26244	4251528	12.727	5.451	227	713.14	40470	51529	11697083	15.066	6.100
163	512.08	20867	26569	4330747	12.767	5.462	228	716.28	40828	51984	11852352	15.099	6.109
164	515.22	21124	26896	4410944	12.806	5.473	229	719.42	41187	52441	12008989	15.132	6.118
165	518.36	21382	27225	4492125	12.845	5.484	230	722.56	41547	52900	12167000	15.165	6.126
166	521.50	21642	27556	4574296	12.884	5.495	231	725.70	41909	53361	12326391	15.198	6.135
167	524.64	21904	27889	4657463	12.922	5.506	232	728.85	42273	53824	12487168	15.231	6.144
168	527.78	22167	28224	4741632	12.961	5.517	233	731.99	42638	54289	12649337	15.264	6.153
169	530.93	22431	28561	4826809	13.000	5.528	234	735.13	43005	54756	12812904	15.297	6.162
170	534.07	22698	28900	4913000	13.038	5.539	235	738.27	43373	55225	12977875	15.329	6.171
171	537.31	22965	29241	5000211	13.076	5.550	236	741.41	43743	55696	13144256	15.362	6.179
172	540.35	23235	29584	5088448	13.114	5.561	237	744.55	44115	56169	13312053	15.394	6.188
173	543.49	23506	29929	5177717	13.152	5.572	238	747.70	44488	56644	13481272	15.427	6.197
174	546.64	23778	30276	5268024	13.190	5.582	239	750.84	44862	57121	13651919	15.459	6.205
175	549.78	24052	30625	5359375	13.228	5.593	240	753.98	45239	57600	13824000	15.491	6.214
176	552 92	24328	30976	5451776	13.266	5.604	241	757.12	45616	58081	13997521	15.524	6.223
177	556.06	24605	31329	5545233	13.304	5.614	242	760.26	45996	58564	14172488	15.556	6.231
178	559.20	24884	31684	5639752	13.341	5.625	243	763.40	46377	59049	14348907	15.588	6.240
179	562.34	25165	32041	5735339	13.379	5.635	244	766.55	46759	59536	14526784	15.620	6.248
180	565.48	25446	32400	5832000	13.416	5.646	245	769.69	47143	60025	14706125	15.652	6.257
181	568.62	25730	32761	5929741	13.453	5.656	246	772.83	47529	60516	14886936	15.684	6.265
182	571.77	26015	33124	6028568	13.490	5.667	247	775.97	47916	61009	15069223	15.716	6.274
183	574.91	26302	33489	6128487	13.527	5.677	248	779.11	48305	61504	15252992	15.748	6.282
184	578.05	26590	33856	6229504	13.564	5.687	249	782.25	48695	62001	15438249	15.779	6.291
185	581.19	26880	34225	6331225	13.601	5.698	250	785.40	49087	62500	15625000	15.811	6.299

Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.
251	788.54	49481	63001	15813251	15.842	6.307
252	791.68	49876	63504	16003008	15.874	6.316
253	794.82	50272	64009	16194277	15.905	6.324
254	797.96	50670	64516	16387064	15.937	6.333
255	801.10	51070	65025	16581375	15.968	6.341
256	804.24	51471	65536	16777216	16.000	6.349
257	807.39	51874	66049	16974593	16.031	6.357
258	810.53	52279	66564	17173512	16.062	6.366
259	813.67	52685	67081	17373979	16.095	6.374
260	816.81	53093	67600	17576000	16.124	6.382
261	819.97	53502	68121	17779581	16.155	6.390
262	823.09	53912	68644	17984728	16.186	6.398
263	826.24	54325	69169	18191447	16.217	6.406
264	829.38	54739	69696	18399744	16.248	6.415
265	832.52	55154	70225	18609625	16.278	6.423
266	835.66	55571	70756	18821096	16.309	6.431
267	838.80	55990	71289	19034163	16.340	6.439
268	841 94	56410	71824	19248832	16.370	6.447
269	845.09	56832	72361	19465109	16.401	6.455
270	848.23	57255	72900	19683000	16.431	6.463
271	851.37	57680	73441	19902511	16.462	6.471
272	854.51	58107	73984	20123648	16.492	6.479
273	857.65	58535	74529	20346417	16.522	6.487
274	860.79	58964	75076	20570824	16.552	6.495
275	863.94	59395	75625	20796875	16.583	6.502
276	867.08	59828	76176	21024576	16.613	6.510
277	870.22	60262	76729	21253933	16.643	6.518
278	873.36	60698	77284	21484952	16.673	6.526
279	876.50	61136	77841	21717639	16.703	6.534
280	879.64	61575	78400	21952000	16.733	6.542
281	882.78	62015	78961	22188041	16.763	6.549
282	885.93	62458	79524	22425768	16.792	6.557
283	889.07	62901	80089	22665187	16 822	6.565
284	892.21	63347	80656	22906304	16.852	6.573
285	895.35	63794	81225	23149125	16.881	6.580
286	898.49	64242	81796	23393656	16.911	6.588
287	901.63	64692	82369	23639903	16.941	6.596
288	904.78	65144	82944	23887872	16.970	6.603
289	907.92	65597	83521	24137569	17.000	6.611
290	911.06	66052	84100	24389000	17.029	6.619
291	914.20	66508	84681	24642171	17.059	6.627
292	917.34	66966	85264	24897088	17.088	6.634
293	920.48	67425	85849	25153757	17.117	6.642
294	923.63	67886	86436	25412184	17.146	6.649
295	926.77	68349	87025	25672375	17.176	6.657
296	929.91	68813	87616	25934336	17.205	6.664
297	933.05	69279	88209	26198073	17.234	6.672
298	936.19	69746	88804	26463592	17.263	6.679
299	939.33	70215	89401	26730899	17.292	6.687
300	942.48	70686	90000	27000000	17.320	6.694
301	945.62	71158	90601	27270901	17.349	6.702
302	948 76	71631	91204	27543608	17.378	6.709
303	951.90	72106	91809	27818127	17.407	6.717
304	955.04	72583	92416	28094464	17.436	6.724
305	958.18	73061	93025	28372625	17.464	6.731
306	961.32	73541	93636	28652616	17.493	6.739
307	964.47	74023	94249	28934443	17.521	6.746
308	967.61	74506	94864	29218112	17.549	6.753
309	970.75	74990	95481	29503629	17.578	6.761
310	973.89	75476	96100	29791000	17.607	6.768
311	977.03	75964	96721	30080231	17.635	6.775
312	980.17	76453	97344	30371328	17.663	6.782
313	983.32	76944	97969	30664297	17.692	6.789
314	986.45	77437	98596	30959144	17.720	6.797
315	989.60	77931	99225	31255875	17.748	6.804

Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.
316	992.74	78426	99856	31554496	17.776	6.811
317	995.88	78924	100489	31855013	17.804	6.818
318	999.02	79422	101124	32157432	17.832	6.826
319	1002.17	79923	101761	32461759	17.860	6.833
320	1005.31	80424	102400	32768000	17.888	6.839
321	1008.45	80928	103041	33076161	17.916	6.847
322	1011.59	81433	103684	33386248	17.944	6.854
323	1014.73	81939	104329	33698267	17.972	6.861
324	1017.88	82448	104976	34012224	18.000	6.868
325	1021.02	82957	105625	34328125	18.028	6.875
326	1024.16	83469	106276	34645976	18.055	6.882
327	1027.30	83982	106929	34965783	18.083	6.889
328	1030.44	84496	107584	35287552	18.111	6.896
329	1033.58	85012	108241	35611289	18.138	6.903
330	1036.72	85530	108900	35937000	18.166	6.910
331	1039.86	86049	109561	36264691	18.193	6.917
332	1043.01	86569	110224	36594368	18.221	6.924
333	1046.15	87092	110889	36926037	18.248	6.931
334	1049.29	87616	111556	37259704	18.276	6.938
335	1052.43	88141	112225	37595375	18.303	6.945
336	1055.57	88668	112896	37933056	18.330	6.952
337	1058.71	89197	113569	38272753	18.357	6.959
338	1061.86	89727	114244	38614472	18.385	6.966
339	1065.00	90258	114921	38958219	18.412	6.973
340	1068.14	90792	115600	39304000	18.439	6.979
341	1071.28	91327	116281	39651821	18.466	6.986
342	1074.42	91863	116964	40001688	18.493	6.993
343	1077.56	92401	117649	40353607	18.520	7.000
344	1080.71	92941	118336	40707584	18.547	7.007
345	1083.85	93482	119025	41063625	18.574	7.014
346	1086.99	94024	119716	41421736	18.601	7.020
347	1090.13	94569	120409	41781923	18.628	7.027
348	1093.27	95115	121104	42144192	18.655	7.034
349	1096.41	95662	121801	42508549	18.681	7.040
350	1099.56	96211	122500	42875000	18.708	7.047
351	1102.70	96762	123201	43243551	18.735	7.054
352	1105.84	97314	123904	43614208	18.762	7.061
353	1108.98	97867	124609	43986977	18.788	7.067
354	1112.12	98423	125316	44361864	18.815	7.074
355	1115.26	98980	126025	44738875	18.842	7.081
356	1118.40	99538	126736	45118016	18.868	7.087
357	1121.55	100098	127449	45499293	18.894	7.094
358	1124.69	100660	128164	45882712	18.921	7.101
359	1127.83	101223	128881	46268279	18.947	7.107
360	1130.97	101787	129600	46656000	18.974	7.114
361	1134.11	102354	130321	47045881	19.000	7.120
362	1137.25	102921	131044	47437928	19.026	7.127
363	1140.40	103491	131769	47832147	19.052	7 133
364	1143.54	104062	132496	48228544	19.079	7.140
365	1146.68	104634	133225	48627125	19.105	7.146
366	1149.82	105209	133956	49027896	19.131	7.153
367	1152.96	105784	134689	49430863	19.157	7.159
368	1156.10	106362	135424	49836032	19.183	7.166
369	1159.25	106940	136161	50243409	19.209	7.172
370	1162.39	107521	136900	50653000	19.235	7.179
371	1165.53	108103	137641	51064811	19.261	7.185
372	1168.67	108686	138384	51478848	19.287	7.192
373	1171.81	109271	139129	51895117	19.313	7.198
374	1174.95	109858	139876	52313624	19.339	7.205
375	1178.10	110446	140625	52734375	19.365	7.211
376	1181.24	111036	141376	53157376	19.391	7.218
377	1184.38	111628	142129	53582633	19.416	7.224
378	1187.52	112221	142884	54010152	19.442	7.230
379	1190.66	112815	143641	54439939	19.468	7.237
380	1193.80	113411	144400	54872000	19 493	7.243

Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.
381	1196.94	114009	145161	55306341	19.519	7.249
382	1200.09	114608	145924	55742968	19.545	7.256
383	1203.23	115209	146689	56181887	19.570	7.262
384	1206.37	115811	147456	56623104	19.596	7.268
385	1209.51	116415	148225	57066625	19.621	7.275
386	1212.65	117021	148996	57512456	19.647	7.281
387	1215.79	117628	149769	57960603	19.672	7.287
388	1218.94	118237	150544	58411072	19.698	7.294
389	1222.08	118847	151321	58863869	19.723	7.299
390	1225.22	119459	152100	59319000	19.748	7.306
391	1228.36	120072	152881	59776471	19.774	7.312
392	1231.50	120687	153664	60236288	19.799	7.319
393	1234.64	121304	154449	60698457	19.824	7.325
394	1237.79	121922	155236	61162984	19.849	7.331
395	1240.93	122542	156025	61629875	19.875	7.337
396	1244.07	123163	156816	62099136	19.899	7.343
397	1247.21	123786	157609	62570773	19.925	7.349
398	1250.35	124410	158404	63044792	19.949	7.356
399	1253.49	125036	159201	63521199	19.975	7.362
400	1256.64	125664	160000	64000000	20.000	7.368
401	1259.78	126293	160801	64481201	20.025	7.374
402	1262.92	126923	161604	64964808	20.049	7.380
403	1266.06	127556	162409	65450827	20.075	7.386
404	1269.20	128189	163216	65939264	20.099	7.392
405	1272.34	128825	164025	66430125	20.125	7.399
406	1275.48	129462	164836	66923416	20.149	7.405
407	1278.63	130100	165649	67419143	20.174	7.411
408	1281.77	130740	166464	67911312	20.199	7.417
409	1284.91	131382	167281	68417929	20.224	7.422
410	1288.05	132025	168100	68921000	20.248	7.429
411	1291.19	132670	168921	69426531	20.273	7.434
412	1294.34	133316	169744	69934528	20.298	7.441
413	1297.48	133964	170569	70444997	20.322	7.447
414	1300.62	134614	171396	70957944	20.347	7.453
415	1303.76	135265	172225	71473375	20.371	7.459
416	1306.90	135918	173056	71991296	20.396	7.465
417	1310.04	136572	173889	72511713	20.421	7.471
418	1313.18	137228	174724	73034632	20.445	7.477
419	1316.32	137885	175561	73560059	20.469	7.483
420	1319.47	138544	176400	74088000	20.494	7.489
421	1322.61	139205	177241	74618461	20.518	7.495
422	1325.75	139867	178084	75151448	20.543	7.501
423	1328.89	140530	178929	75686967	20.567	7.507
424	1332.03	141196	179776	76225024	20.591	7.513
425	1335.18	141862	180625	76765625	20.615	7.518
426	1338.32	142531	181476	77308776	20.639	7.524
427	1341.46	143201	182329	77854483	20.664	7.530
428	1344.60	143872	183184	78402752	20.688	7.536
429	1347.74	144545	184041	78953589	20.712	7.542
430	1350.88	145220	184900	79507000	20.736	7.548
431	1354.02	145896	185761	80062991	20.760	7.554
432	1357.17	146574	186624	80621568	20.785	7.559
433	1360.32	147253	187489	81182737	20.809	7.365
434	1363.45	147934	188356	81746504	20.833	7.571
435	1366.59	148617	189225	82312875	20.857	7.577
436	1369.73	149301	190096	82881856	20.881	7.583
437	1372.87	149987	190969	83453453	20.904	7.588
438	1376.02	150674	191844	84027672	20.928	7.594
439	1379.16	151362	192721	84604519	20.952	7.600
440	1382.30	152053	193600	85184000	20.976	7.606
441	1385.44	152745	194481	85766121	21.000	7.612
442	1388.58	153438	195364	86350888	21.024	7.617
443	1391.72	154133	196249	86938307	21.047	7.623
444	1394.87	154830	197136	87528384	21.071	7.629
445	1398.01	155528	198025	88121125	21.095	7.635
446	1401.15	156228	198916	88716536	21.119	7.640
447	1404.29	156929	199809	89314623	21.142	7.646
448	1407.43	157632	200704	89915392	21.166	7.652
449	1410.57	158337	201601	90518849	21.189	7.657
450	1413.72	159043	202500	91125000	21.213	7.663
451	1416.86	159751	203401	91733851	21.237	7.669
452	1420.00	160460	204304	92345408	21.260	7.674
453	1423.14	161171	205209	92959677	21.284	7.680
454	1426.28	161883	206106	93576664	21.307	7.686
455	1429.42	162597	207025	94196375	21.331	7.691
456	1432.56	163312	207936	94818816	21.354	7.697
457	1435.71	164030	208849	95443993	21.377	7.703
458	1438.85	164748	209764	96071912	21.401	7.708
459	1441.99	165468	210681	96702579	21.424	7.714
460	1445.13	166190	211600	97336000	21.447	7.719
461	1448.27	166913	212521	97972181	21.471	7.725
462	1451.41	167638	213444	98611128	21.494	7.731
463	1454.56	168365	214369	99252847	21.517	7.736
464	1457.70	169093	215296	99897344	21.541	7.742
465	1460.84	169823	216225	100544625	21.564	7.747
466	1463.98	170554	217156	101194696	21.587	7.753
467	1467.12	171287	218089	101847563	21.610	7.758
468	1470.26	172021	219024	102503232	21.633	7.764
469	1473.41	172757	219961	103161709	21.656	7.769
470	1476.55	173494	220900	103823000	21.679	7.775
471	1479.69	174233	221841	104487111	21.702	7.780
472	1482.83	174974	222784	105154048	21.725	7.786
473	1485.97	175716	223729	105823817	21.749	7.791
474	1489.11	176460	224676	106496424	21.771	7.897
475	1492.26	177205	225625	107171875	21.794	7.802
476	1495.40	177952	226576	107850176	21.817	7.808
477	1498.54	178701	227529	108531333	21.840	7.813
478	1501.68	179451	228484	109215352	21.863	7.819
479	1504.82	180202	229441	109902239	21.886	7.824
480	1507.96	180956	230400	110592000	21.909	7.830
481	1511.10	181710	231361	111284641	21.932	7.835
482	1514.25	182467	232324	111980168	21.954	7.640
483	1517.39	183225	233289	112678587	21.977	7.846
484	1520.53	183984	234256	113379904	22.000	7.851
485	1523.67	184745	235225	114084125	22.023	7.857
486	1526.81	185508	236196	114791256	22.045	7.862
487	1529.95	186272	237169	115501303	22.069	7.868
488	1533.10	187038	238144	116214272	22.091	7.873
489	1536.24	187805	239121	116930169	22.113	7.878
490	1539.38	188574	240100	117649000	22.136	7.884
491	1542.52	189345	241081	118370771	22.158	7.889
492	1545.66	190117	242064	119095488	22 181	7.894
493	1548.80	190890	243049	119823157	22.204	7.899
494	1551.95	191665	244036	120553784	22.226	7.905
495	1555.09	192442	245025	121287375	22.248	7.910
496	1558.23	193220	246016	122023936	22.271	7.915
497	1561.37	194000	247009	122763473	22.293	7.921
498	1564.51	194782	248004	123505992	22.316	7 926
499	1567.65	195565	249001	124251499	22.338	7.932
500	1570.80	196350	250000	125000000	22.361	7.937
501	1573.94	197136	251001	125751501	22.383	7.942
502	1577.08	197923	252004	126506008	22.405	7.947
503	1580.22	198713	253009	127263527	22.428	7.953
504	1583.36	199504	254016	128024064	22.449	7.958
505	1586.50	200296	255025	128787625	22.472	7.963
506	1589.64	201090	256036	129554216	22.494	7.969
507	1592.79	201886	257049	130323843	22.517	7.974
508	1595.93	202683	258064	131096512	22.539	7.979
509	1599.07	203481	259081	131872229	22.561	7.984
510	1602.21	204282	260100	132651000	22.583	7.989

Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.
511	1605.35	205084	261121	133432831	22.605	7.995
512	1608.49	205887	262144	134217728	22.627	8.000
513	1611.64	206692	263169	135005697	22.649	8.005
514	1614.78	207499	264196	135796744	22.671	8.010
515	1617.92	208307	265225	136590875	22.694	8.016
516	1621.06	209117	266256	137388096	22.716	8.021
517	1624.20	209928	267289	138188413	22.738	8.026
518	1627.34	210741	268324	138991832	22.759	8.031
519	1630.49	211556	269361	139798359	22.782	8.036
520	1633.63	212372	270400	140608000	22.803	8.041
521	1636.77	213189	271441	141420761	22.825	8.047
522	1639.91	214008	272484	142236648	22.847	8.052
523	1643.05	214829	273529	143055667	22.869	8.057
524	1646.19	215651	274576	143877824	22 891	8.062
525	1649.34	216475	275625	144703125	22.913	8.067
526	1652.48	217301	276676	145531576	22.935	8.072
527	1655.62	218128	277729	146363183	22.956	8.077
528	1658.76	218956	278784	147197952	22 978	8.082
529	1661.90	219787	279841	148035889	23.000	8.087
530	1665.04	220618	280900	148877000	23.022	8.093
531	1668.18	221452	281961	149721291	23.043	8.098
532	1671.33	222287	283024	150568768	23.065	8.103
533	1674.47	223123	284089	151419437	23.087	8.108
534	1677.61	223961	285156	152273304	23.108	8.113
535	1680.75	224801	286225	153130375	23.130	8.118
536	1683.89	225642	287296	153990656	23.152	8.123
537	1687.04	226484	288369	154854153	23.173	8.128
538	1690.18	227329	289444	155720872	23.195	8.133
539	1693.32	228175	290521	156590819	23.216	8.138
540	1696.46	229022	291600	157464000	23.238	8.143
541	1699.60	229871	292681	158340421	23.259	8.148
542	1702.74	230722	293764	159220088	23.281	8.153
543	1705.88	231574	294849	160103007	23.302	8.158
544	1709.03	232428	295936	160989184	23.324	8.163
545	1712.17	233283	297025	161878625	23.345	8.168
546	1715.31	234140	298116	162771336	23.367	8.173
547	1718.45	234998	299209	163667323	23.388	8.178
548	1721.59	235858	300304	164566592	23.409	8.183
549	1724.73	236720	301401	165469149	23.431	8.188
550	1727.88	237583	302500	166375000	23.452	8.193
551	1731.02	238448	303601	167284151	23.473	8.198
552	1734.16	239314	304704	168196608	23.495	8.203
553	1737.30	240182	305809	169112377	23.516	8.208
554	1740.44	241051	306916	170031464	23.537	8.213
555	1743.58	241922	308025	170953875	23.558	8.218
556	1746.72	242795	309136	171879616	23.579	8.223
557	1749.87	243669	310249	172808693	23.601	8.228
558	1753 01	244545	311364	173741112	23.622	8.233
559	1756.15	245422	312481	174676879	23.643	8.238
560	1759.29	246301	313600	175616000	23.664	8.242
561	1762.43	247181	314721	176558481	23.685	8.247
562	1765.57	248063	315844	177504328	23.706	8.252
563	1768.72	248947	316969	178453547	23.728	8.257
564	1771.86	249832	318096	179406144	23.749	8.262
565	1775.00	250719	319225	180362125	23.769	8.267
566	1778.14	251607	320356	181321496	23.791	8.272
567	1781.28	252497	321489	182284263	23.812	8.277
568	1784.42	253388	322624	183250432	23.833	8.282
569	1787.57	254281	323761	184220009	23.854	8.286
570	1790.71	255176	324900	185193000	23.875	8.291
571	1793.85	256072	326041	186169411	23.896	8.296
572	1796.99	256970	327184	187149248	23.916	8.301
573	1800.13	257869	328329	188132517	23.937	8.306
574	1803.27	258770	329476	189119224	23.958	8.311
575	1806.42	259672	330625	190109375	23.979	8.315
576	1809.56	260576	331776	191102976	24.000	8.320
577	1812.70	261482	332929	192100033	24.021	8.325
578	1815.84	262388	334084	193100552	24.042	8.330
579	1818.98	263298	335241	194104539	24.062	8.335
580	1822.12	264208	336400	195112000	24.083	8.339
581	1825.26	265120	337561	196122941	24.104	8.344
582	1828.41	266033	338724	197137368	24.125	8.349
583	1831.55	266948	339889	198155287	24.145	8.354
584	1834.69	267865	341056	199176704	24.166	8.359
585	1837.83	268783	342225	200201625	24.187	8.363
586	1840.97	269703	343396	201230056	24.207	8.368
587	1844.11	270624	344569	202262003	24.228	8.373
588	1847.26	271547	345744	203297472	24.249	8.378
589	1850.40	272471	346921	204336469	24.269	8.382
590	1853.54	273397	348100	205379000	24.289	8.387
591	1856.68	274325	349281	206425071	24.310	8.392
592	1859.82	275254	350464	207474688	24.331	8.397
593	1862.96	276185	351649	208527857	24.351	8.401
594	1866.11	277117	352836	209584584	24.372	8.406
595	1869.25	278051	354025	210644875	24.393	8.411
596	1872.39	278986	355216	211708736	24.413	8.415
597	1875.53	279923	356409	212776173	24.433	8.420
598	1878.67	280862	357604	213847192	24.454	8.425
599	1881.81	281802	358801	214921799	24.474	8.429
600	1884.96	282744	360000	216000000	24.495	8.434
601	1888.10	283687	361201	217081801	24.515	8.439
602	1891.24	284632	362404	218167208	24.536	8.444
603	1894.38	285578	363609	219256227	24.556	8.448
604	1897.52	286526	364816	220348864	24.576	8.453
605	1900.66	287476	366025	221445125	24.597	8.458
606	1903.80	288426	367236	222545016	24.617	8.462
607	1906.95	289379	368449	223648543	24.637	8.467
608	1910.09	290334	369664	224755712	24.658	8.472
609	1913.23	291289	370881	225866529	24.678	8.476
610	1916.37	292247	372100	226981000	24.698	8.481
611	1919.51	293206	373321	228099131	24.718	8.485
612	1922.65	294166	374544	229220928	24.739	8.490
613	1925.80	295128	375769	230346397	24.758	8.495
614	1928.94	296092	376996	231475544	24.779	8.499
615	1932.08	297057	378225	232608375	24.799	8.504
616	1935.22	298024	379456	233744896	24.819	8.509
617	1938.36	298993	380689	234885113	24.839	8.513
618	1941.50	299963	381924	236029032	24.859	8.518
619	1944.65	300934	383161	237176659	24.879	8.522
620	1947.79	301907	384400	238328000	24.899	8.527
621	1950.93	302882	385641	239483061	24.919	8.532
622	1954.07	303858	386884	240641848	24.939	8.536
623	1957.21	304836	388129	241804367	24.959	8.541
624	1960.35	305815	389376	242970624	24.980	8.545
625	1963.50	306796	390625	244140625	25.000	8.549
626	1966.64	307779	391876	245314376	25.019	8.554
627	1969.78	308763	393129	246491883	25.040	8.559
628	1972.92	309749	394384	247673152	25.059	8.563
629	1976.06	310736	395641	248858189	25.079	8.568
630	1979.20	311725	396900	250047000	25.099	8.573
631	1982.34	312715	398161	251239591	25.119	8.577
632	1985.49	313707	399424	252435968	25.139	8.582
633	1988.63	314701	400689	253636137	25.159	8.586
634	1991.77	315696	401956	254840104	25.179	8.591
635	1994.91	316692	403225	256047875	25.199	8.595
636	1998.05	317691	404496	257259456	25.219	8.599
637	2001.19	318690	405769	258474853	25.239	8.604
638	2004.34	319692	407044	259694072	25.259	8.609
639	2007.48	320695	408321	260917119	25.278	8.613
640	2010.62	321699	409600	262144000	25.298	8.618

Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.
641	2013.76	322705	410881	263374721	25.318	8.622
642	2016.90	323713	412164	264609288	25.338	8.627
643	2020.04	324722	413449	265847707	25.357	8.631
644	2023.19	325733	414736	267089984	25.377	8.636
645	2026.33	326746	416025	268336125	25.397	8.640
646	2029.47	327759	417316	269586136	25.416	8.644
647	2032.61	328775	418609	270840023	25.436	8.649
648	2035.76	329792	419904	272097792	25.456	8.653
649	2038.89	330811	421201	273359449	25.475	8.658
650	2042.04	331831	422500	274625000	25.495	8.662
651	2045.18	332853	423801	275894451	25.515	8.667
652	2048.32	333876	425104	277167808	25.534	8.671
653	2051.46	334901	426409	278445077	25.554	8.676
654	2054.60	335928	427716	279726264	25.573	8.680
655	2057.74	336956	429025	281011375	25.593	8.684
656	2060.88	337985	430336	282300416	25.612	8.689
657	2064.03	339017	431649	283593393	25.632	8.693
658	2067.17	340049	432964	284890312	25.651	8.698
659	2070.31	341084	434281	286191179	25.671	8.702
660	2073.45	342120	435600	287496000	25.690	8.706
661	2076.59	343157	436921	288804781	25.710	8.711
662	2079.73	344196	438244	290117528	25.729	8.715
663	2082.88	345237	439569	291434247	25.749	8.719
664	2086.02	346279	440896	292754944	25.768	8.724
665	2089.16	347323	442225	294079625	25.787	8.728
666	2092.30	348368	443556	295408296	25.807	8.733
667	2095.44	349416	444889	296740963	25.826	8.737
668	2098.58	350464	446224	298077632	25.846	8.742
669	2101.73	351514	447561	299418309	25.865	8.746
670	2104.87	352566	448900	300763000	25.884	8.750
671	2108.01	353619	450241	302111711	25.904	8.753
672	2111.15	354674	451584	303464448	25.923	8.759
673	2114 29	355730	452929	304821217	25.942	8.763
674	2117.43	356788	454276	306182024	25.961	8.768
675	2120.58	357847	455625	307546875	25.981	8.772
676	2123.72	358908	456976	308915776	26 000	8.776
677	2126.86	359971	458329	310288733	26.019	8.781
678	2130.00	361035	459684	311665752	26.038	8.785
679	2133.14	362101	461041	313046839	26.058	8.789
680	2136.28	363168	462400	314432000	26.077	8.794
681	2139.42	364237	463761	315821241	26.096	8.798
682	2142.57	365308	465124	317214568	26.115	8.802
683	2145.71	366380	466489	318611987	26.134	8.807
684	2148.85	367454	467856	320013504	26.153	8.811
685	2151.99	368529	469225	321419125	26.172	8.815
686	2155.13	369605	470596	322828856	26.192	8.819
687	2158.27	370684	471969	324242703	26.211	8.824
688	2161.42	371764	473344	325660672	26.229	8.828
689	2164.56	372845	474721	327082769	26.249	8.832
690	2167.70	373928	476100	328509000	26.268	8.836
691	2170.84	375013	477481	329939371	26.287	8.841
692	2173.98	376099	478864	331373888	26.306	8.845
693	2177.12	377187	480249	332812557	26.325	8.849
694	2180.27	378276	481636	334255384	26.344	8.853
695	2183.41	379367	483025	335702375	26.363	8.858
696	2186.55	380460	484416	337153536	26.382	8.862
697	2189.69	381554	485809	338608873	26.401	8.866
698	2192.83	382650	487204	340068392	26.419	8.870
699	2195.97	383747	488601	341532099	26.439	8.875
700	2199.12	384846	490000	343000000	26.457	8.879
701	2202.26	385945	491401	344472101	26.476	8.883
702	2205.40	387048	492804	345948408	26.495	8.887
703	2208.54	388151	494209	347428927	26.514	8.892
704	2211.68	389256	495616	348913664	26.533	8.896
705	2214.82	390363	497025	350402625	26.552	8 900
706	2217.96	391471	498436	351895816	26.571	8.904
707	2221.11	392581	499849	353393243	26.589	8.908
708	2224.25	393692	501264	354894912	26.608	8.913
709	2227.39	394805	502681	356400829	26.627	8.917
710	2230.53	395920	504100	357911000	26.645	8.921
711	2233.67	397036	505521	359425431	26.664	8.925
712	2236.81	398151	506944	360944128	26.683	8.929
713	2239.96	399273	508369	362467097	26.702	8.934
714	2243.10	400393	509796	363994544	26.721	8.938
715	2246.24	401516	511225	365525875	26.739	8.942
716	2249.38	402640	512656	367061696	26.758	8.946
717	2252.52	403765	514089	368601813	26.777	8.950
718	2255.66	404892	515524	370146232	26.795	8.954
719	2258.81	406021	516961	371694959	26.814	8.959
720	2261.95	407151	518400	373248000	26.833	8.963
721	2265.09	408283	519841	374805361	26.851	8.967
722	2268.23	409416	521284	376367048	26.870	8.971
723	2271.37	410551	522729	377933067	26.889	8.975
724	2274.51	411687	524176	379503424	26.907	8.979
725	2277.66	412825	525625	381078125	26.926	8.983
726	2280.80	413965	527076	382657176	26.944	8.988
727	2283.94	415106	528529	384240583	26.963	8.992
728	2287.08	416249	529984	385828352	26.981	8.996
729	2290.22	417393	531441	387420489	27.000	9.000
730	2293.36	418539	532900	389017000	27.018	9.004
731	2296.50	419687	534361	390617891	27.037	9.008
732	2299.65	420836	535824	392223168	27.055	9.012
733	2302.79	421986	537289	393832837	27.074	9.016
734	2305.93	423138	538756	395446904	27.092	9.020
735	2309.07	424292	540225	397065375	27.111	9.023
736	2312.21	425442	541696	398688256	27.129	9.029
737	2315.35	426604	543169	400315553	27.148	9.033
738	2318.50	427763	544644	401947272	27.166	9.037
739	2321.64	428923	546121	403583419	27.184	9.041
740	2324.78	430085	547600	405224000	27.203	9.045
741	2327.92	431248	549081	406869021	27.221	9.049
742	2331.06	432412	550564	408518488	27.239	9.053
743	2334.20	433579	552049	410172407	27.258	9.057
744	2337.35	434747	553536	411830784	27.276	9.061
745	2340.49	435916	555025	413493625	27.295	9.065
746	2343.63	437087	556516	415160936	27.313	9.069
747	2346.77	438260	558009	416832723	27.331	9.073
748	2349.91	439434	559504	418508992	27.349	9.077
749	2353.05	440610	561001	420189749	27.368	9.081
750	2356.20	441787	562500	421875000	27.386	9.086
751	2359.34	442966	564001	423564751	27.404	9.089
752	2362.48	444146	565504	425259008	27.423	9.094
753	2365.62	445328	567009	426957777	27.441	9.098
754	2368.76	446512	568516	428661064	27.459	9.102
755	2371.90	447697	570025	430368875	27.477	9.106
756	2375.04	448884	571536	432081216	27.495	9.109
757	2378.19	450072	573049	433798093	27.514	9.114
758	2381.33	451262	574564	435519512	27.532	9.118
759	2384.47	452454	576081	437245479	27.549	9.122
760	2387.61	453647	577600	438976000	27.568	9.126
761	2390.75	454841	579121	440711081	27.586	9.129
762	2393.89	456037	580644	442450728	27.604	9.134
763	2397.04	457235	582169	444194947	27.622	9.138
764	2400.18	458435	583696	445943744	27.640	9 142
765	2403.32	459635	585225	447697125	27.659	9.146
766	2406.46	460838	586756	449455096	27.677	9.149
767	2409.60	462042	588289	451217663	27.695	9.154
768	2412.74	463247	589824	452984832	27.713	9.158
769	2415.88	464454	591361	454756609	27.731	9.162
770	2419.03	465663	592900	456533000	27.749	9.166

Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.
771	2422.17	466873	594441	458314011	27.767	9.170
772	2425.31	468085	595984	460099648	27.785	9.174
773	2428.45	469299	597529	461889917	27.803	9.178
774	2431.59	470514	599076	463684824	27.821	9.182
775	2434.74	471730	600625	465484375	27.839	9.185
776	2437.88	472949	602176	467288576	27.857	9.189
777	2441.02	474168	603729	469097433	27.875	9.193
778	2444.16	475390	605284	470910952	27.893	9.197
779	2447.30	476612	606841	472729139	27.911	9.201
780	2450.44	477837	608400	474552000	27.928	9.205
781	2453.58	479063	609961	476379541	27.946	9.209
782	2456.73	480290	611524	478211768	27.964	9.213
783	2459.87	481520	613089	480048687	27.982	9.217
784	2463.01	482750	614656	481890304	28.000	9.221
785	2466.15	483983	616225	483736625	28.018	9.225
786	2469.29	485216	617796	485587656	28.036	9.229
787	2472.43	486452	619369	487443403	28.054	9.233
788	2475.58	487689	620944	489303872	28.071	9.237
789	2478.72	488927	622521	491169069	28 089	9.240
790	2481.86	490168	624100	493039000	28.107	9.244
791	2485.00	491409	625681	494913671	28.125	9.248
792	2488.14	492653	627264	496793088	28.142	9.252
793	2491.28	493898	628849	498677257	28.160	9.256
794	2494.43	495144	630436	500566184	28.178	9.260
795	2497.57	496392	632025	502459875	28.196	9.264
796	2500.71	497642	633616	504358336	28.213	9.268
797	2503.85	498893	635209	506261573	28.231	9.272
798	2506.99	500145	636804	508169592	28.249	9.275
799	2510.13	501400	638401	510082399	28.267	9.279
800	2513.28	502656	640000	512000000	28.284	9.283
801	2516.42	503913	641601	513922401	28.302	9.287
802	2519.56	505172	643204	515849608	28.320	9.291
803	2522.70	506432	644809	517781627	28.337	9.295
804	2525.84	507695	646416	519718464	28.355	9.299
805	2528.98	508958	648025	521660125	28.373	9.302
806	2532.12	510224	649636	523606616	28.390	9.306
807	2535.27	511490	651249	525557943	28.408	9.310
808	2538.41	512759	652864	527514112	28.425	9.314
809	2541.55	514029	654481	529475129	28.443	9.318
810	2544.69	515300	656100	531441000	28.460	9.322
811	2547.83	516574	657721	533411731	28.478	9.326
812	2550.97	517848	659344	535387328	28.496	9.329
813	2554.12	519125	660969	537367797	28.513	9.333
814	2557.26	520402	662596	539353144	28.531	9.337
815	2560.40	521682	664225	541343375	28.548	9.341
816	2563.54	522963	665856	543338496	28.566	9.345
817	2566.68	524245	667489	545338513	28.583	9.348
818	2569.82	525529	669124	547343432	28.601	9.352
819	2572.97	526815	670761	549353259	28.618	9.356
820	2576.11	528102	672400	551368000	28.636	9.360
821	2579.25	529391	674041	553387661	28.653	9.364
822	2582.39	530682	675684	555412248	28.671	9.368
823	2585.53	531974	677329	557441767	28.688	9.371
824	2588.67	533267	678976	559476224	28.705	9.375
825	2591.82	534562	680625	561515625	28.723	9.379
826	2594.96	535859	682276	563559976	28.740	9.383
827	2598.10	537158	683929	565609283	28.758	9.386
828	2601.24	538457	685584	567663552	28.775	9.390
829	2604.38	539759	687241	569722789	28.792	9.394
830	2607.52	541062	688900	571787000	28.810	9.398
831	2610.66	542366	690561	573856191	28.827	9.402
832	2613.81	543672	692224	575930368	28.844	9.405
833	2616.95	544980	693889	578009537	28.862	9.409
834	2620.09	546289	695556	580093704	28.879	9.413
835	2623.23	547600	697225	582182875	28.896	9.417

Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.
836	2626.37	548912	698896	584277056	28.914	[illegible]
837	2629.51	550226	700569	586376253	28.951	[illegible]
838	2632.64	551542	702244	588480472	28.948	[illegible]
839	2635.80	552859	703921	590589719	28.965	[illegible]
840	2638.94	554178	705600	592704000	28.983	[illegible]
841	2642.08	555498	707281	594823321	29.000	[illegible]
842	2645.22	556820	708964	596947688	29.017	[illegible]
843	2648.36	558143	710649	599077107	29.034	[illegible]
844	2651.51	559468	712336	601211584	29.052	[illegible]
845	2654.65	560795	714025	603351125	29.069	[illegible]
846	2657.79	562123	715716	605495736	29.086	[illegible]
847	2660.93	563452	717409	607645423	29.103	[illegible]
848	2664.07	564784	719104	609800192	29.120	[illegible]
849	2667.21	566117	720801	611960049	29.138	[illegible]
850	2670.36	567451	722500	614125000	29.155	[illegible]
851	2673.50	568787	724201	616295051	29.172	[illegible]
852	2676.64	570125	725904	618470208	29.189	[illegible]
853	2679.78	571464	727609	620650477	29.206	[illegible]
854	2682.92	572804	729316	622835864	29.223	[illegible]
855	2686.06	574147	731025	625026375	29.240	[illegible]
856	2689.20	575490	732736	627222016	29.257	[illegible]
857	2692.35	576836	734449	629422793	29.275	[illegible]
858	2695.49	578183	736164	631628712	29.292	[illegible]
859	2698.63	579531	737881	633839779	29.309	[illegible]
860	2701.77	580881	739600	936056000	29.326	[illegible]
861	2704.91	582233	741321	638277381	29.343	[illegible]
862	2708.05	583586	743044	640503928	29.360	[illegible]
863	2711.20	584941	744769	642735647	29.377	[illegible]
864	2714.34	586297	746496	644972544	29.394	[illegible]
865	2717.48	587655	748225	647214625	29.411	[illegible]
866	2720.62	589015	749956	649461896	29.428	[illegible]
867	2723.76	590376	751689	651714363	29.445	[illegible]
868	2726.90	591739	753424	653972032	29.462	[illegible]
869	2730.05	593103	755161	656234909	29.479	[illegible]
870	2733.19	594469	756900	658503000	29.496	[illegible]
871	2736.33	595836	758641	660776311	29.513	[illegible]
872	2739.47	597205	760384	663054848	29.530	[illegible]
873	2742.61	598576	762129	665338617	29.547	[illegible]
874	2745.75	599948	763876	667627624	29.563	[illegible]
875	2748.90	601321	765625	669921875	29.580	[illegible]
876	2752.04	602697	767376	672221376	29.597	[illegible]
877	2755.18	604073	769129	674526133	29.614	[illegible]
878	2758.32	605451	770884	676836152	29.631	[illegible]
879	2761.46	606832	772641	679151439	29.648	[illegible]
880	2764.60	608213	774400	681472000	29.665	[illegible]
881	2767.74	609596	776161	683797841	29.682	[illegible]
882	2770.89	610981	777924	686128968	29.698	[illegible]
883	2774.03	612367	779689	688465387	29.715	[illegible]
884	2777.17	613755	781456	690807104	29.732	[illegible]
885	2780.31	615144	783225	693154125	29.749	[illegible]
886	2783.45	616535	784996	695506456	29.766	[illegible]
887	2786.59	617928	786769	697864103	29.783	[illegible]
888	2789.73	619322	788544	700227072	29.799	[illegible]
889	2792.88	620718	790321	702595369	29.816	[illegible]
890	2796.02	622115	792100	704969000	29.833	[illegible]
891	2799.16	623514	793881	707347971	29.850	[illegible]
892	2802.30	624914	795664	709732288	29.866	[illegible]
893	2805.44	626316	797449	712121957	29.883	[illegible]
894	2808.59	627719	799236	714516984	29.900	[illegible]
895	2811.73	629124	801025	716917375	29.917	[illegible]
896	2814.87	630531	802816	719323136	29.933	[illegible]
897	2818.01	631939	804609	721734273	29.950	[illegible]
898	2821.15	633349	806404	724150792	29.967	[illegible]
899	2824.29	634760	808201	726572699	29.983	[illegible]
900	2827.44	636174	810000	729000000	30.000	[illegible]

Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.	Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.
901	2830.58	637588	811801	731432701	30.017	9.658	951	2987.66	710316	904401	860085351	30.838	9.834
902	2833.72	639004	813604	733870808	30.033	9.662	952	2990.80	711811	906304	862801408	30.854	9.837
903	2836.86	640422	815409	736314327	30.050	9.666	953	2993.94	713307	908209	865523177	30.871	9.841
904	2840.00	641841	817216	738763264	30.067	9.669	954	2997.08	714805	910116	868250664	30.887	9.844
905	2843.14	643262	819025	741217625	30.083	9.673	955	3000.22	716304	912025	870983875	30.903	9.848
906	2846.28	644684	820836	743677416	30.100	9.676	956	3003.36	717805	913936	873722816	30.919	9.851
907	2849.43	646108	822649	746142643	30.116	9.680	957	3006.51	719307	915849	876467493	30.935	9.855
908	2852.57	647534	824464	748613312	30.133	9.683	958	3009.65	720811	917764	879217912	30.952	9.858
909	2855.71	648961	826281	751089429	30.150	9.687	959	3012.79	722317	919681	881974079	30.968	9.861
910	2858.85	650389	828100	753571000	30.166	9.691	960	3015.93	723824	921600	884736000	30.984	9.865
911	2861.99	651819	829921	756058031	30.183	9.694	961	3019.07	725333	923521	887503681	31.000	9.868
912	2865.13	653251	831744	758550528	30.199	9.698	962	3022.21	726843	925444	890277128	31.016	9.872
913	2868.27	654684	833569	761048497	30.216	9.701	963	3025.36	728355	927369	893056347	31.032	9.875
914	2871.42	656120	835396	763551944	30.232	9.705	964	3028.50	729869	929296	895841344	31.048	9.879
915	2874.56	657556	837225	766060875	30.249	9.708	965	3031.64	731384	931225	898632125	31.064	9.882
916	2877.70	658994	839056	768575296	30.265	9.712	966	3034.78	732900	933156	901428696	31.081	9.885
917	2880.84	660432	840889	771095213	30.282	9.715	967	3037.92	734418	935089	904231063	31.097	9.889
918	2883.98	661875	842724	773620632	30.299	9.719	968	3041.06	735938	937024	907039232	31.113	9.892
919	2887.13	663318	844561	776151559	30.315	9.722	969	3044.21	737459	938961	909853209	31.129	9.896
920	2890.27	664762	846400	778688000	30.332	9.726	970	3047.35	738982	940900	912673000	31.145	9.899
921	2893.41	666208	848241	781229961	30.348	9.729	971	3050.49	740507	942841	915498611	31.161	9 902
922	2896.55	667655	850084	783777448	30.364	9.733	972	3053.63	742033	944784	918330048	31.177	9.906
923	2899.69	669104	851929	786330467	30.381	9.736	973	3056.77	743560	946729	921167317	31.193	9.909
924	2902.83	670555	853776	788889024	30.397	9.740	974	3059.91	745090	948676	924010424	31.209	9.913
925	2905.98	672007	855625	791453125	30.414	9.743	975	3063.06	746620	950625	926859375	31.225	9.916
926	2909.12	673461	857476	794022776	30.430	9.747	976	3066.20	748153	952576	929714176	31.241	9.919
927	2912.26	674916	859329	796597085	30 447	9.750	977	3069.34	749687	954529	932574833	31.257	9.923
928	2915.40	676373	861184	799178752	30.463	9.754	978	3072 48	751222	956484	935441352	31.273	9.926
929	2918.54	677832	863041	801765089	30.480	9.758	979	3075.62	752759	958441	938313739	31.289	9.930
930	2921.68	679292	864900	804357000	30.496	9.761	980	3078.76	754298	960400	941192000	31.305	9.933
931	2924.82	680754	866761	806954491	30.512	9.764	981	3081.90	755838	962361	944076141	31.321	9.936
932	2927.97	682217	868624	809557568	30.529	9.768	982	3085.05	757380	964324	946966168	31.337	9.940
933	2931.11	683682	870489	812166237	30.545	9.771	983	3088.19	758923	966289	949862087	31.353	9.943
934	2934.25	685148	872356	814780504	30.561	9.775	984	3091.33	760468	968256	952763904	31.369	9.946
935	2937.39	686616	874225	817400375	30.578	9.778	985	3094.47	762014	970225	955671625	31.385	9.950
936	2940.53	688085	876096	820025856	30.594	9.783	986	3097.61	763562	972196	958585256	31.401	9.953
937	2943.67	689556	877969	822656953	30.610	9.785	987	3100.75	765111	974169	961504803	31.417	9.956
938	2946.82	691029	879844	825293672	30.627	9.789	988	3103.89	766663	976144	964430272	31.432	9.960
939	2949.96	692503	881721	827936019	30.643	9.792	989	3107.04	768216	978121	967361669	31.448	9.963
940	2953.10	693979	883600	830584000	30.659	9.796	990	3110.18	769770	980100	970299000	31.464	9.967
941	2956.24	695456	885481	833237621	30.676	9.799	991	3113.32	771326	982081	973242271	31.480	9.970
942	2959.38	696935	887364	835896888	30,692	9.803	992	3116.46	742883	984064	976191488	31.496	9.973
943	2962.52	698416	889249	838561807	30.708	9.806	993	3119.60	774442	986049	979146657	31.512	9.977
944	2965.67	699898	891136	841232384	30.725	9.810	994	3122.75	776003	988036	982107784	31.528	9.980
945	2968.81	701381	893025	843908625	30.741	9.813	995	3125.89	777565	990025	985074875	31.544	9.983
946	2971.95	702867	894916	846590536	30.757	9.817	996	3129.03	779129	992016	988047936	31.559	9.987
947	2975.09	704352	896809	849278123	30.773	9.820	997	3132.17	780693	994009	991026973	31.575	9.990
948	2978.23	705841	898704	851971392	30.790	9.824	998	3135.31	782260	996004	994011992	31.591	9.993
949	2981.37	707332	900601	854670349	30.806	9.827	999	3138.45	783829	998001	997002999	31.607	9.997
950	2984.52	708823	902500	857375000	30.822	9.830	1000	3141.59	785399	1000000	1000000000	31.623	10.000

TABLE N° 3

CONSTRUCTION PAR POINTS D'UNE CIRCONFÉRENCE, D'UN ARC DE CERCLE OU D'UNE ELIPSE.

La table n° 3, que nous avons dressée au moyen des sinus et cosinus naturels, est destinée à construire par points une demi-circonférence. Il est facile de s'en servir :

On divise le rayon de la circonférence donné en 100 parties égales ; par chacun des points de division on élève une perpendiculaire à la base ainsi formée, et sur chaque perpendiculaire on porte les longueurs représentant le produit du rayon du cercle par les nombres inscrits successivement dans la seconde colonne du tableau n° 3.

Exemple : soit la circonférence de rayon, 10 mètres ; on prend une base égale à 10 mètres que l'on divise en 10 parties égales ; par les points de division on élève les perpendiculaires à la base, et on prend sur ces perpendiculaires des longueurs égales successivement à :

10m,00 9m,95 9m,78 9m,54 9m,16 8m,66 8m,00 7m,14 6m,10 4m,36 0m,00

On réunit les points ainsi obtenus par un trait continu et le quart de la circonférence est tracé. Au lieu de prendre les abscisses de mètre en mètre, notre table permet de les prendre de décimètre en décimètre.

Tracé d'un arc de cercle. — Nous avons vu, page 32, qu'en appelant $2a$ l'ouverture et h la flèche d'un arc de cercle, son rayon était donné par la formule

$$R=\frac{a^2+h^2}{2h}, \text{ et le demi angle au centre par la formule } \left\{ \text{tang } \frac{\alpha}{2}=\frac{a}{R-h} \right\}.$$

On pourrait donc construire la demi-circonférence à laquelle appartient l'arc de cercle donné ; mais il suffit de s'arrêter dans la table au moment, où dans le calcul des ordonnées successives, on dépasse le nombre $\frac{R-h}{R}$, les ordonnées plus petites sont inutiles. On retranche de toutes celles qu'on a trouvées la quantité $R-h$, et l'on a alors les ordonnées de l'arc de cercle au-dessus de la corde ; les abscisses correspondantes sont toujours exprimées en centième du rayon.

Tracé d'une ellipse. — L'ellipse est la projection d'un cercle ayant pour diamètre le grand axe de l'ellipse. Les abscisses étant comptées sur ce grand axe, les ordonnées de l'ellipse seront égales à celles du cercle réduites dans le rapport du petit axe au grand, c'est-à-dire dans le rapport $\frac{b}{a}$.

Donc pour construire une ellipse au moyen de la table, on divisera le grand axe en 100 parties égales, on élèvera par les points de division des perpendiculaires à la base ; on prendra les nombres de la seconde colonne du tableau n° 3, on les multipliera d'abord par le rapport $\frac{b}{a}$, puis, par la valeur numérique de (a), ce qui revient en somme à les multiplier tout simplement par la valeur numérique de (b) ; les produits, mesurés à l'échelle, seront portés sur les perpendiculaires à la base, et les points ainsi obtenus, réunis par un trait continu, donneront l'ellipse.

Exemple : construire une ellipse ayant un grand axe de 10 mètres et un petit axe de 5 mètres, on divisera le grand axe en 10 parties égales, et sur les ordonnées correspondant aux points de division, on portera des longueurs égales à

5m,00 4m,975 4m,89 4m,77 4m,58 4m,33 4m,00 3m,57 3m,05 2m,18 0m,00

TABLE DES ABSCISSES ET ORDONNÉES SUCCESSIVES D'UNE DEMI CIRCONFÉRENCE

(Le rayon étant pris pour unité, les abscisses croissent de centième en centième de rayon et en face de chacune on trouve l'ordonnée correspondante.)

ABSCISSES croissant de centième en centième du rayon qui est pris pour unité.	ORDONNÉES correspondantes exprimées en fonction du rayon.	ABSCISSES croissant de centième en centième du rayon qui est pris pour unité.	ORDONNÉES correspondantes exprimées en fonction du rayon.
0.00	1.0000	0.51	0.860564
0.01	0.999951	0.52	0.854096
0.02	0.999796	0.53	0.847956
0.03	0.999496	0.54	0.841605
0.04	0.999194	0.55	0.835156
0.05	0.998746	0.56	0.828452
0.06	0.998198	0.57	0.821547
0.07	0.997540	0.58	0.814521
0.08	0.996793	0.59	0.807372
0.09	0.995932	0.60	0.800104
0.10	0.994986	0.61	0.792796
0.11	0.993925	0.62	0.784560
0.12	0.992757	0.63	0.776187
0.13	0.991513	0.64	0.768284
0.14	0.990146	0.65	0.759839
0.15	0.988678	0.66	0.751264
0.16	0.987108	0.67	0.742327
0.17	0.985438	0.68	0.733137
0.18	0.983666	0.69	0.723690
0.19	0.981760	0.70	0.714106
0.20	0.979785	0.71	0.704139
0.21	0.977673	0.72	0.693905
0.22	0.975496	0.73	0.683101
0.23	0.973179	0.74	0.672496
0.24	0.970758	0.75	0.661312
0.25	0.968235	0.76	0.649846
0.26	0.965564	0.77	0.637962
0.27	0.962833	0.78	0.625651
0.28	0.959952	0.79	0.613045
0.29	0.957016	0.80	0.600862
0.30	0.953927	0.81	0.586372
0.31	0.950752	0.82	0.572289
0.32	0.947378	0.83	0.557745
0.33	0.943974	0.84	0.542442
0.34	0.940407	0.85	0.526659
0.35	0.936735	0.86	0.510245
0.36	0.932891	0.87	0.493051
0.37	0.929003	0.88	0.474856
0.38	0.924945	0.89	0.455856
0.39	0.920777	0.90	0.435860
0.40	0.916502	0.91	0.414693
0.41	0.912049	0.92	0.391855
0.42	0.907484	0.93	0.367475
0.43	0.902811	0.94	0.341036
0.44	0.897951	0.95	0.312538
0.45	0.892979	0.96	0.279997
0.46	0.887896	0.97	0.242938
0.47	0.882620	0.98	0.199026
0.48	0.877230	0.99	0.140901
0.49	0.871642	1.00	0.000000
0.50	0.866025	»	»

TABLE N° 4

TABLE DONNANT LA LONGUEUR DES ARCS DE CERCLE, EVALUÉE EN PARTIES DU RAYON LEQUEL EST PRIS POUR UNITÉ.

Cette table qui a été dressée par Cagnoli, est d'un usage facile qu'un exemple suffira à éclaircir.

On demande la longueur de l'arc correspondant à un angle au centre de 25° 30′ 45″.

La table donne pour 25°	0,436 33 23129
La petite table du bas à gauche donne pour 30′.	0,008 72 66462
— à droite donne pour 40″.	0,000 19 39254
— — et pour 5″.	0,000 02 42406
Total de l'arc. . . .	0,445 27 71251

Et si le rayon est de 10 mètres, l'arc cherché aura une longueur de 4m,453.

Il va sans dire que si l'angle au centre est supérieur à 90°, on commence par en retrancher 90°, et on ajoute à la longueur trouvée $\frac{\pi}{2}$.

TABLE DES ARCS DE CERCLE

ÉVALUÉS EN PARTIES DU RAYON = 1.

GRADUATION DES ARCS.						GRAD.					
1°	0,01745	32925	19943	29577	$=\frac{\pi}{180}$	46°	0,80285	14559	17391	60538	
2	0,03490	65850	39886	59154	$=\frac{\pi}{90}$	47	0,82030	47484	37334	90115	
3	0,05235	98775	59829	88731	$=\frac{\pi}{60}$	48	0,83775	80409	57278	19692	
4	0,06981	31700	79773	18308	$=\frac{\pi}{45}$	49	0,85521	13334	77221	49269	
5	0,08726	64625	99716	47885	$=\frac{\pi}{36}$	50	0,87266	46259	97164	78846	
6	0,10471	97551	19659	77462	$=\frac{\pi}{30}$	51	0,89011	79185	17108	08423	
7	0,12217	30476	39603	07038		52	0,90757	12110	37051	38000	
8	0,13962	63401	59546	36615		53	0,92502	45035	56994	67577	
9	0,15707	96326	79489	66192	$=\frac{\pi}{20}$	54	0,94247	77960	76937	97154	$=\frac{3\pi}{10}$
10	0,17453	29251	99432	95769		55	0,95993	10885	96881	26731	
11	0,19198	62177	19376	25346		56	0,97738	43811	16824	56308	
12	0,20943	95102	39319	54923	$=\frac{\pi}{15}$	57	0,99483	76736	36767	85885	
13	0,22689	28027	59262	84500		58	1,01229	09661	56711	15462	
14	0,24434	60952	79206	14077		59	1,02974	42586	76654	45038	
15	0,26179	93877	99149	43654	$=\frac{\pi}{12}$	60	1,04719	75511	96597	74615	$=\frac{\pi}{3}$
16	0,27925	26803	19092	73231		61	1,06465	08437	16541	04192	
17	0,29670	59728	39036	02808		62	1,08210	41362	36484	33769	
18	0,31415	92653	58979	32385	$=\frac{\pi}{10}$	63	1,09955	74287	56427	63346	$=\frac{1}{2}\left(\frac{7\pi}{10}\right)$
19	0,33161	25578	78922	61962		64	1,11701	07212	76370	92923	
20	0,34906	58503	98865	91538	$=\frac{\pi}{9}$	65	1,13446	40137	96314	22500	
21	0,36651	91429	18809	21115		66	1,15191	73063	16257	52077	
22	0,38397	24354	38752	50692		67	1,16937	05988	36200	81654	
23	0,40142	57279	58695	80269		68	1,18682	38913	56144	11231	
24	0,41887	90204	78639	09846		69	1,20427	71838	76087	40808	
25	0,43633	23129	98582	39423		70	1,22173	04763	96030	70385	
26	0,45378	56055	18525	69000		71	1,23918	37689	15973	99962	
27	0,47123	88980	38468	98577		72	1,25663	70614	35917	29539	$=\frac{4\pi}{10}$
28	0,48869	21905	58412	28154		73	1,27409	03539	55860	59115	
29	0,50614	54830	78355	57731		74	1,29154	36464	75803	88692	
30	0,52359	87755	98298	87308	$=\frac{\pi}{6}$	75	1,30899	69389	95747	18269	
31	0,54105	20681	18242	16885		76	1,32645	02315	15690	47846	
32	0,55850	53606	38185	46462		77	1,34390	35240	35633	77423	
33	0,57595	86531	58128	76038		78	1,36135	68165	55577	07000	
34	0,59341	19456	78072	05615		79	1,37881	01090	75520	36577	
35	0,61086	52381	98015	35192		80	1,39626	34015	95463	66154	
36	0,62831	85307	17958	64769	$=\frac{2\pi}{10}$	81	1,41371	66941	15406	95731	$=\frac{1}{2}\left(\frac{9\pi}{10}\right)$
37	0,64577	18232	37901	94346		82	1,43116	99866	35350	25308	
38	0,66322	51157	57845	23923		83	1,44862	32791	55293	54885	
39	0,68067	84082	77788	53500		84	1,46607	65716	75236	84462	
40	0,69813	17007	97731	83077		85	1,48352	98641	95180	14039	
41	0,71558	49933	17675	12654		86	1,50098	31567	15123	43615	
42	0,73303	82858	37618	42231		87	1,51843	64492	35066	73192	
43	0,75049	15783	57561	71808		88	1,53588	97417	55010	02769	
44	0,76794	48708	77505	01385		89	1,55334	30342	74953	32346	
45	0,78539	81633	97448	30962	$=\frac{\pi}{4}$	90	1,57079	63267	94896	61923	$=\frac{5\pi}{10}$
1′	0,00029	08882	08665	72160		1″	0,00000	48481	36811	09536	
2	0,00058	17764	17331	44319		2	0,00000	96962	73622	19072	
3	0,00087	26646	25997	16479		3	0,00001	45444	10433	28608	
4	0,00116	35528	34662	88638		4	0,00001	93925	47244	38144	
5	0,00145	44410	43328	60798		5	0,00002	42406	84055	47680	
6	0,00174	53292	51994	32958		6	0,00002	90888	20866	57216	
7	0,00203	62174	60660	05117		7	0,00003	39369	57677	66752	
8	0,00232	71056	69325	77277		8	0,00003	87850	94488	76288	
9	0,00261	79938	77991	49437		9	0,00004	36332	31299	85824	
10	0,00290	88820	86657	21596		10	0,00004	84813	68110	95360	
20	0,00581	77641	73314	43192		20	0,00009	69627	36221	90720	
30	0,00872	66462	59971	64788		30	0,00014	54441	04332	86080	
40	0,01163	55283	46628	86385		40	0,00019	39254	72443	81440	
50	0,01454	44104	33286	07981		50	0,00024	24068	40554	76800	

L'arc dont la longueur égale le rayon a pour graduation mixte : 57°.295779, etc.

1‴ = 0,00000 00808 02280 18492

TABLE N° 5

TABLE DE LA SURFACE DES SEGMENTS DE CERCLE EN PARTIES DE LA SURFACE TOTALE DU CERCLE ET DE LEURS FLÈCHES EN PARTIES DU DIAMÈTRE.

Cette table est formée de cinq colonnes. Dans la première, on trouve l'angle au centre auquel correspondent les extrémités de l'arc du segment. Dans la seconde, on trouve la surface du segment rapportée à la surface du cercle; dans la troisième colonne sont les différences entre les surfaces de deux segments consécutifs dont l'angle au centre varie d'un degré; ces différences permettent de calculer les surfaces des segments intermédiaires.

Dans la quatrième colonne, on trouve les flèches en fonction du diamètre du cercle auquel le segment appartient; et dans la cinquième colonne, sont inscrites les différences servant aux interpolations.

Exemple : Calculer la surface et la flèche d'un segment dont l'angle au centre est de 30° 20′ dans un cercle de 10 mètres de diamètre?

Pour 30°, on trouve que la surface du segment est représentée par le nombre 0,00376, et la différence avec le segment de 32° est de 79, c'est-à-dire de 0,00079; admettant que les différences des angles au centre sont proportionnelles aux différences des surfaces, lorsque les variations sont faibles, nous trouverons que pour 20′ il faudra ajouter à la valeur trouvée pour 30° la sixième partie de 79, soit 13, et la surface cherchée sera exprimée par 0,00389,

Celle du cercle étant de.	78$^{m.q}$,54
Celle du segment sera de.	78$^{m.q}$,54 × 0,00389 = 0$^{m.q}$,3055
De même on trouvera pour la flèche. .	0^{m},1742.

Inversement, étant donnée la flèche d'un segment, on prendra son rapport au diamètre, et la table permettra de calculer l'angle au centre et la surface dudit segment.

TABLE DE LA SURFACE DES SEGMENTS

EN PARTIES DE LA SURFACE TOTALE DU CERCLE,

ET DE LEURS FLÈCHES EN PARTIES DU DIAMÈTRE.

GRADUATION des SEGMENTS.	SEGMENTS en partie du cercle.	DIFFÉRENCES	FLÈCHES, ½ SINUS VERSE de la moitié.	DIFFÉRENCES	GRADUATION des SEGMENTS.	SEGMENTS en partie du cercle.	DIFFÉRENCES	FLÈCHES, ½ SINUS VERSE de la moitié.	DIFFÉRENCES
4°	0,00001	2	0,00030	38	92°	0,09650	584	0,15267	633
6	0,00003	4	0,00068	54	94	0,10234	604	0,15900	643
8	0,00007	7	0,00122	68	96	0,10838	624	0,16543	654
10	0,00014	10	0,00190	84	98	0,11462	642	0,17197	664
12	0,00024	14	0,00274	99	100	0,12104	661	0,17861	673
14	0,00038	19	0,00373	113	102	0,12765	681	0,18534	683
16	0,00057	24	0,00486	129	104	0,13446	699	0,19217	692
18	0,00081	31	0,00615	144	106	0,14145	718	0,19909	702
20	0,00112	37	0,00759	159	108	0,14863	736	0,20611	710
22	0,00149	44	0,00918	174	110	0,15599	755	0,21321	719
24	0,00193	52	0,01092	189	112	0,16354	773	0,22040	728
26	0,00245	61	0,01281	204	114	0,17127	790	0,22768	736
28	0,00306	70	0,01485	218	116	0,17917	808	0,23504	744
30	0,00376	79	0,01703	234	118	0,18725	825	0,24248	752
32	0,00455	89	0,01937	248	120	0,19550	841	0,25000	759
34	0,00544	101	0,02185	262	122	0,20391	859	0,25759	767
36	0,00645	112	0,02447	277	124	0,21250	874	0,26526	774
38	0,00757	124	0,02724	291	126	0,22124	890	0,27300	781
40	0,00881	136	0,03015	306	128	0,23014	905	0,28081	788
42	0,01017	149	0,03321	320	130	0,23919	920	0,28869	794
44	0,01166	163	0,03641	334	132	0,24839	934	0,29663	800
46	0,01329	176	0,03975	347	134	0,25773	949	0,30463	807
48	0,01505	191	0,04322	362	136	0,26722	962	0,31270	812
50	0,01696	207	0,04684	376	138	0,27684	975	0,32082	817
52	0,01903	221	0,05060	389	140	0,28659	987	0,32899	822
54	0,02124	237	0,05449	403	142	0,29646	999	0,33721	828
56	0,02361	253	0,05852	417	144	0,30645	1011	0,34549	832
58	0,02614	269	0,06269	429	146	0,31656	1021	0,35381	837
60	0,02883	286	0,06698	443	148	0,32677	1032	0,36218	841
62	0,03169	304	0,07141	456	150	0,33709	1041	0,37059	845
64	0,03473	321	0,07597	469	152	0,34750	1051	0,37904	848
66	0,03794	338	0,08066	482	154	0,35801	1059	0,38752	852
68	0,04132	356	0,08548	494	156	0,36860	1067	0,39604	855
70	0,04488	375	0,09042	507	158	0,37927	1074	0,40459	858
72	0,04863	393	0,09549	529	160	0,39001	1081	0,41317	861
74	0,05256	412	0,10068	531	162	0,40082	1087	0,42178	863
76	0,05668	431	0,10599	544	164	0,41169	1092	0,43041	865
78	0,06099	449	0,11143	555	166	0,42261	1196	0,43906	867
80	0,06548	469	0,11698	567	168	0,43357	1101	0,44773	869
82	0,07017	488	0,12265	578	170	0,44458	1105	0,45642	870
84	0,07505	507	0,12843	589	172	0,45563	1107	0,46512	871
86	0,08012	527	0,13432	601	174	0,46670	1109	0,47383	872
88	0,08539	546	0,14033	612	176	0,47779	1110	0,48255	872
90	0,09085	565	0,14645	622	178	0,48889	1111	0,49127	873
92	0,09650		0,15267		180	0,50000		0,50000	

TABLE N° 6

TABLE DES SEGMENTS CIRCULAIRES DONNÉS PAR LE RAPPORT DE LA FLÈCHE A LA CORDE.

L'exemple suivant va permettre de comprendre immédiatement l'usage de cette table, dans laquelle tout est rapporté à la flèche du segment, laquelle flèche est prise pour unité et représentée par 100.

On a un segment de 30 mètres d'ouverture et de 8 mètres de flèche, et on demande la longueur de l'arc du segment et sa surface.

Le rapport de la corde à la flèche est $\frac{30}{8}$ ou 3,75; si donc la flèche est représentée par 100, la corde le sera par 375.

Dans la table nous ne trouvons que les nombres 370 et 380; nous interpolons par la méthode des variations proportionnelles, et nous obtenons :

Pour la longueur de l'arc, 442,5.

Et pour la surface du segment 26686.

La longueur de l'arc est rapportée à la flèche, prise égale à 100; si donc on prend la flèche pour l'unité, cet arc sera mesuré par 4,425; mais, comme la flèche a 8 mètres de longueur, l'arc aura 35^{m},40.

La surface du segment est rapportée au carré construit sur la flèche supposée égale à 100; si cette flèche était prise pour unité, la surface ne serait mesurée que par 2,6686; mais, en réalité, la flèche a 8 mètres de long et son carré 64 mètres de superficie, donc la surface du segment est de 170^{mq},979.

TABLE DES SEGMENTS CIRCULAIRES

DONNÉS PAR LE RAPPORT DE LA FLÈCHE A LA CORDE.

Dans toute cette Table, la flèche est constante et égale à 100, de façon que le segment qui a 201 pour corde est celui qui se trouve le plus voisin de la demi-circonférence.

CORDES.	LONGUEUR DE L'ARC.	SURFACE DU SEGMENT.	CORDES.	LONGUEUR DE L'ARC.	SURFACE DU SEGMENT.	CORDES.	LONGUEUR DE L'ARC.	SURFACE DU SEGMENT.
201	314,6	15764	480	533,7	33085	840	871,4	56630
202	315,2	15821	490	542,7	33730	850	881,0	57289
203	315,8	15879	500	551,7	34377	860	890,3	57947
204	316,4	15936	510	560,8	35024	870	900,3	58606
205	317,0	15993	520	569,8	35672	880	910,0	59266
206	317,6	16051	530	578,9	36320	890	919,6	59927
207	318,2	16108	540	588,1	36969	900	929,3	60587
208	318,7	16166	550	597,3	37618	910	939,0	61248
209	319,3	16224	560	606,5	38269	920	948,7	61909
210	319,9	16282	570	615,7	38919	930	958,4	62570
220	326,1	16863	580	624,9	39571	940	968,1	63230
230	332,4	17449	590	634,2	40222	950	977,8	63890
240	339,0	18041	600	643,5	40874	960	987,5	64551
250	345,8	18637	610	652,8	41527	970	997,2	65212
260	352,7	19238	620	662,1	42182	980	1006,9	65873
270	359,9	19843	630	671,5	42835	990	1016,7	66533
280	367,2	20452	640	680,9	43489	1000	1026,4	67194
290	374,6	21064	650	690,3	44142	1010	1036,2	67854
300	382,2	21679	660	699,7	44797	1020	1045,9	68515
310	389,9	22297	670	709,1	45452	1030	1055,7	69176
320	397,7	22917	680	718,5	46107	1040	1065,4	69837
330	405,6	23540	690	728,0	46763	1050	1075,2	70498
340	413,7	24165	700	737,5	47420	1060	1084,9	71160
350	421,8	24793	710	747,0	48076	1070	1094,7	71822
360	430,0	25422	720	756,5	48732	1080	1104,5	72484
370	438,3	26053	730	766,0	49389	1090	1114,3	73146
380	446,7	26686	740	775,5	50047	1100	1124,0	73809
390	455,1	27320	750	785,0	50705	1110	1133,8	74471
400	463,6	27956	760	794,6	51363	1120	1143,6	75133
410	472,2	28593	770	804,2	52020	1130	1153,4	75795
420	480,8	29231	780	813,7	52678	1140	1163,2	76457
430	489,5	29871	790	823,3	53336	1150	1173,0	77119
440	498,3	30512	800	832,9	53994	1160	1182,8	77781
450	507,1	31154	810	842,5	54653	1170	1192,6	78454
460	515,9	31796	820	852,1	55312	1180	1202,4	79117
470	524,8	32440	830	861,7	55971	1190	1212,2	79770
480	533,7	33085	840	871,4	56630	1200	1222,0	80433

TABLE N° 7

TABLE DES SINUS ET COSINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

L'usage de cette table se comprend à première vue et sera suffisamment indiqué par l'exemple suivant :

Déterminer le sinus de l'angle 25° 18′ 35″.

La quantité 18′35″ est égale à 18,58 minutes ou à 0,309 ou en nombre rond à 0,31 de degré.

La table donne immédiatement pour l'angle 25°,31 un sinus égal à 0,427516.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
0°,0	,00 0000	175	349	524	698	873	1047	1222	1396	1571	89°,9
,1	1745	1920	2094	2269	2443	2618	2793	2967	3142	3316	,8
,2	3491	3665	3840	4014	4189	4363	4538	4712	4887	5061	,7
,3	5236	5410	5585	5760	5934	6109	6283	6458	6632	6807	,6
,4	6981	7156	7330	7505	7679	7854	8028	8203	8377	8552	,5
,5	8727	8901	9076	9250	9425	9599	9774	9948	.0123	.0297	,4
,6	,01 0472	0646	0821	0995	1170	1344	1519	1693	1868	2042	,3
,7	2217	2392	2566	2741	2915	3090	3264	3439	3613	3788	,2
,8	3962	4137	4311	4486	4660	4835	5009	5184	5358	5533	,1
,9	5707	5882	6056	6231	6405	6580	6754	6929	7103	7278	89,0
1,0	7452	7627	7801	7976	8150	8325	8499	8674	8848	9023	,9
,1	9197	9372	9546	9721	9895	.0070	.0244	.0419	.0593	.0768	,8
,2	,02 0942	1117	1291	1466	1640	1815	1989	2164	2338	2513	,7
,3	2687	2862	3036	3211	3385	3560	3734	3909	4083	4258	,6
,4	4432	4607	4781	4956	5130	5305	5479	5654	5828	6002	,5
,5	6177	6351	6526	6700	6875	7049	7224	7398	7573	7747	,4
,6	7922	8096	8271	8445	8619	8794	8968	9143	9317	9492	,3
,7	9666	9841	.0015	.0190	.0364	.0539	.0713	.0887	.1062	.1236	,2
,8	,03 1411	1585	1760	1934	2109	2283	2457	2632	2806	2981	,1
,9	3155	3330	3504	3678	3853	4027	4202	4376	4551	4725	88,0
2,0	4899	5074	5248	5423	5597	5772	5946	6120	6295	6469	,9
,1	6644	6818	6993	7167	7341	7516	7690	7865	8039	8213	,8
,2	8388	8562	8737	8911	9085	9260	9434	9609	9783	9957	,7
,3	,04 0132	0306	0481	0655	0829	1004	1178	1353	1527	1701	,6
,4	1876	2050	2224	2399	2573	2748	2922	3096	3271	3445	,5
,5	3619	3794	3968	4142	4317	4491	4666	4840	5014	5189	,4
,6	5363	5537	5712	5886	6060	6235	6409	6583	6758	6932	,3
,7	7106	7281	7455	7629	7804	7978	8152	8327	8501	8675	,2
,8	8850	9024	9198	9373	9547	9721	9896	.0070	.0244	.0419	,1
,9	,05 0593	0767	0942	1116	1290	1464	1639	1813	1987	2162	87,0
3,0	2336	2510	2685	2859	3033	3207	3382	3556	3730	3905	,9
,1	4079	4253	4427	4602	4776	4950	5124	5299	5473	5647	,8
,2	5822	5996	6170	6344	6519	6693	6867	7041	7216	7390	,7
,3	7564	7738	7913	8087	8261	8435	8609	8784	8958	9132	,6
,4	9306	9481	9655	9829	.0003	.0177	.0352	.0526	.0700	.0874	,5
,5	,06 1049	1223	1397	1571	1745	1920	2094	2268	2442	2616	,4
,6	2791	2965	3139	3313	3487	3661	3836	4010	4184	4358	,3
,7	4532	4706	4881	5055	5229	5403	5577	5751	5926	6100	,2
,8	6274	6448	6622	6796	6970	7145	7319	7493	7667	7841	,1
,9	8015	8189	8364	8538	8712	8886	9060	9234	9408	9582	86,0
4,0	9756	9931	.0105	.0279	.0453	.0627	.0801	.0975	.1149	.1323	,9
,1	,07 1497	1672	1846	2020	2194	2368	2542	2716	2890	3064	,8
,2	3238	3412	3586	3760	3934	4108	4283	4457	4631	4805	,7
,3	4979	5153	5327	5501	5675	5849	6023	6197	6371	6545	,6
,4	6719	6893	7067	7241	7415	7589	7763	7937	8111	8285	,5
,5	8459	8633	8807	8981	9155	9329	9503	9677	9851	0025	,4
,6	,08 0199	0373	0547	0721	0895	1069	1243	1417	1591	1765	,3
,7	1939	2112	2286	2460	2634	2808	2982	3156	3330	3504	,2
,8	3678	3852	4026	4200	4374	4547	4721	4895	5069	5243	,1
,9	5417	5591	5765	5939	6112	6286	6460	6634	6808	6982	85,0
5,0	7156	7330	7508	7677	7851	8025	8199	8373	8547	8720	,9
,1	8894	9068	9242	9416	9590	9763	9937	.0111	.0285	.0459	,8
,2	,09 0633	0806	0980	1154	1328	1502	1675	1849	2023	2197	,7
,3	2371	2544	2718	2892	3066	3239	3413	3587	3761	3935	,6
,4	4108	4282	4456	4630	4803	4977	5151	5325	5498	5672	,5
,5	5846	6019	8193	6367	6541	6714	6888	7062	7235	7409	,4
,6	7583	7757	7930	8104	8278	8451	8625	8799	8972	9146	,3
,7	9320	9493	9667	9841	.0014	.0188	0362	.0535	.0709	.0883	,2
,8	,10 1056	1230	1404	1577	1751	1924	2098	2272	2445	2619	,1
,9	2793	2966	3140	3313	3487	3661	3834	4008	4181	4355	84,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
6°,0	,10 4528	4702	4876	5049	5223	5396	5570	5743	5917	6091	83°,9
,1	6264	6438	6611	6785	6958	7132	7305	7479	7652	7826	,8
,2	7999	8173	8346	8520	8693	8867	9040	9214	9387	9561	,7
,3	9734	9908	.0081	.0255	.0428	.0602	.0775	.0949	.1122	.1295	,6
,4	,11 1469	1642	1816	1989	2163	2336	2510	2683	2856	3030	,5
,5	3203	3377	3550	3723	3897	4070	4244	4417	4590	4764	,4
,6	4937	5111	5284	5457	5631	5804	5977	6151	6324	6497	,2
,7	6671	6844	7017	7191	7364	7537	7711	7884	8057	8231	,3
,8	8404	8577	8751	8924	9097	9270	9444	9617	9790	9964	,1
,9	,12 0137	0310	0483	0657	0830	1003	1176	1350	1523	1696	83,0
7,0	1869	2043	2216	2389	2562	2735	2909	3082	3255	3428	,9
,1	3601	3775	3948	4121	4294	4467	4641	4814	4987	5160	,8
,2	5333	5506	5680	5853	6026	6199	6372	6545	6718	6891	,7
,3	7065	7238	7411	7584	7757	7930	8103	8276	8449	8623	,6
,4	8796	8969	9142	9315	9488	9661	9834	.0007	.0180	.0353	,5
,5	,13 0526	0699	0872	1045	1218	1391	1564	1737	1910	2083	,4
,6	2256	2429	2602	2775	2948	3121	3294	3467	3640	3813	,3
,7	3986	4159	4332	4505	4678	4851	5024	5197	5370	5543	,2
,8	5716	5888	6061	6234	6407	6580	6753	6926	7099	7272	,1
,9	7445	7617	7790	7963	8136	8309	8482	8655	8827	9000	82,0
8,0	9173	9346	9519	9692	9864	.0037	.0210	.0383	.0556	.0728	,9
,1	,14 0901	1074	1247	1420	1592	1765	1938	2111	2283	2456	,8
,2	2629	2802	2974	3147	3320	3493	3665	3838	4011	4183	,7
,3	4356	4529	4702	4874	5047	5220	5392	5565	5738	5910	,6
,4	6083	6256	6428	6601	6774	6946	7119	7292	7464	7637	,5
,5	7809	7982	8155	8327	8500	8672	8845	9018	9190	9363	,4
,6	9535	9708	9880	.0053	.0226	.0398	.0571	.0743	.0916	.1088	,3
,7	,15 1261	1433	1606	1778	1951	2123	2296	2468	2641	2813	,2
,8	2986	3158	3331	3503	3676	3848	4021	4193	4366	4538	,1
,9	4710	4883	5055	5228	5400	5572	5745	5917	6090	6262	81,0
9,0	6434	6607	6779	6952	7124	7296	7469	7641	7813	7986	,9
,1	8158	8330	8503	8675	8847	9020	9192	9364	9537	9709	,8
,2	9881	.0053	.0226	.0398	.0570	.0743	.0915	.1087	.1259	.1432	,7
,3	,16 1604	1776	1948	2121	2293	2465	2637	2809	2982	3154	,6
,4	3326	3498	3670	3843	4015	4187	4359	4531	4703	4875	,5
,5	5048	5220	5392	5564	5736	5908	6080	6252	6425	6597	,4
,6	6769	6941	7113	7285	7457	7629	7801	7973	8145	8317	,3
,7	8489	8661	8833	9005	9177	9350	9522	9694	9866	.0038	,2
,8	,17 0209	0381	0553	0725	0897	1069	1241	1413	1585	1757	,1
,9	1929	2101	2273	2445	2617	2789	2961	3133	3304	3476	80,0
10,0	3648	3820	3992	4164	4336	4508	4679	4851	5023	5195	,9
,1	5367	5539	5710	5882	6054	6226	6398	6569	6741	6913	,8
,2	7085	7257	7428	7600	7772	7944	8115	8287	8459	8630	,7
,3	8802	8974	9146	9317	9489	9661	9832	.0004	.0176	.0347	,6
,4	,18 0519	0691	0862	1034	1206	1377	1549	1721	1892	2064	,5
,5	2236	2407	2579	2750	2922	3094	3265	3437	3608	3780	,4
,6	3951	4123	4294	4466	4638	4809	4981	5152	5324	5495	,3
,7	5667	5838	6010	6181	6353	6524	6696	6867	7038	7210	,2
,8	7381	7553	7724	7896	8067	8238	8410	8581	8753	8924	,1
,9	9095	9267	9438	9610	9781	9952	.0124	.0295	.0466	.0638	79,0
11,0	,19 0809	0980	1152	1323	1494	1666	1837	2008	2179	2351	,9
,1	2522	2693	2864	3036	3207	3378	3549	3721	3892	4063	,8
,2	4234	4406	4577	4748	4919	5090	5261	5433	5604	5775	,7
,3	5946	6117	6288	6460	6631	6802	6973	7144	7315	7486	,6
,4	7657	7828	8000	8171	8342	8513	8684	8855	9026	9197	,5
,5	9368	9539	9710	9881	.0052	.0223	.0394	.0565	.0736	.0907	,4
,6	,20 1078	1249	1420	1591	1762	1933	2104	2275	2445	2616	,3
,7	2787	2958	3129	3300	3471	3642	3813	3983	4154	4325	,2
,8	4496	4667	4838	5009	5179	5350	5521	5692	5863	6033	,1
,9	6204	6375	6546	6717	6887	7058	7229	7400	7570	7741	78,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
12°,0	,20 7912	8082	8253	8424	8595	8765	8936	9107	9277	9448	77°,9
,1	9619	9789	9960	.0131	.0301	.0472	.0642	.0813	.0984	.1154	,8
,2	,21 1325	1495	1666	1837	2007	2178	2348	2519	2689	2860	,7
,3	3030	3201	3371	3542	3712	3883	4053	4224	4394	4565	,6
,4	4735	4906	5076	5247	5417	5588	5758	5928	6099	6269	,5
,5	6440	6610	6780	6951	7121	7292	7462	7632	7803	7973	,4
,6	8143	8314	8484	8654	8825	8995	9165	9335	9506	9676	,3
,7	9846	.0016	.0187	.0357	.0527	.0697	.0868	.1038	.1208	.1378	,2
,8	,22 1548	1719	1889	2059	2229	2399	2570	2740	2910	3080	,1
,9	3250	3420	3590	3760	3931	4101	4271	4441	4611	4781	77,0
13,0	4951	5121	5291	5461	5631	5801	5971	6141	6311	6481	,9
,1	6651	6821	6991	7161	7331	7501	7671	7841	8011	8181	,8
,2	8351	8521	8691	8861	9031	9200	9370	9540	9710	9880	,7
,3	,23 0050	0220	0389	0559	0729	0899	1069	1239	1408	1578	,6
,4	1748	1918	2087	2257	2427	2597	2766	2936	3106	3276	,5
,5	3445	3615	3785	3954	4124	4294	4463	4633	4803	4972	,4
,6	5142	5312	5481	5651	5821	5990	6160	6329	6499	6669	,3
,7	6838	7008	7177	7347	7516	7686	7855	8025	8194	8364	,2
,8	8533	8703	8872	9042	9211	9381	9550	9720	9889	.0059	,1
,9	,24 0228	0397	0567	0736	0906	1075	1244	1414	1583	1753	76,0
14,0	1922	2091	2261	2430	2599	2769	2938	3107	3276	3446	,9
,1	3615	3784	3954	4123	4292	4461	4631	4800	4969	5138	,8
,2	5307	5477	5646	5815	5984	6153	6322	6492	6661	6830	,7
,3	6999	7168	7337	7506	7675	7845	8014	8183	8352	8521	,6
,4	8690	8859	9028	9197	9366	9535	9704	9873	.0042	.0211	,5
,5	,25 0380	0549	0718	0887	1056	1225	1394	1563	1732	1900	,4
,6	2069	2238	2407	2576	2745	2914	3083	3251	3420	3589	,3
,7	3758	3927	4096	4264	4433	4602	4771	4939	5108	5277	,2
,8	5446	5614	5783	5952	6121	6289	6458	6627	6795	6964	,1
,9	7133	7301	7470	7639	7807	7976	8145	8313	8482	8650	75,0
15,0	8819	8988	9156	9325	9493	9662	9830	9999	.0167	.0336	,9
,1	,26 0505	0673	0842	1010	1178	1347	1515	1684	1852	2021	,8
,2	2189	2358	2526	2694	2863	3031	3200	3368	3536	3705	,7
,3	3873	4041	4210	4378	4546	4715	4883	5051	5220	5388	,6
,4	5556	5724	5893	6061	6229	6397	6566	6734	6902	7070	,5
,5	7238	7407	7575	7743	7911	8079	8247	8415	8584	8752	,4
,6	8920	9088	9256	9424	9592	9760	9928	.0096	.0264	.0432	,3
,7	,27 0600	0768	0936	1104	1272	1440	1608	1776	1944	2112	,2
,8	2280	2448	2616	2784	2952	3120	3288	3456	3623	3791	,1
,9	3959	4127	4295	4463	4631	4798	4966	5134	5302	5470	74,0
16,0	5637	5805	5973	6141	6308	6476	6644	6812	6979	7147	,9
,1	7315	7482	7650	7818	7985	8153	8321	8488	8656	8823	,8
,2	8991	9159	9326	9494	9661	9829	9997	.0164	.0332	.0499	,7
,3	,28 0667	0834	1002	1169	1337	1504	1672	1839	.2007	2174	,6
,4	2341	2509	2676	2844	3011	3179	3346	3513	3681	3848	,5
,5	4015	4183	4350	4517	4685	4852	5019	5187	5354	5521	,4
,6	5688	5856	6023	6190	6357	6525	6692	6859	7026	7193	,3
,7	7361	7528	7695	7862	8029	8196	8363	8531	8698	8865	,2
,8	9032	9199	9366	9533	9700	9867	.0034	.0201	.0368	.0535	,1
,9	,29 0702	0869	1036	1203	1370	1537	1704	1871	2038	2205	73,0
17,0	2372	2539	2706	2872	3039	3206	3373	3540	3707	3874	,9
,1	4040	4207	4374	4541	4708	4874	5041	5208	5375	5541	,8
,2	5708	5875	6041	6208	6375	6542	6708	6875	7042	7208	,7
,3	7375	7542	7708	7875	8041	8208	8375	8541	8708	8874	,6
,4	9041	9207	9374	9540	9707	9873	.0040	.0206	.0373	.0539	,5
,5	,30 0706	0872	1039	1205	1372	1538	1704	1871	2037	2204	,4
,6	2370	2536	2703	2869	3035	3202	3368	3534	3701	3867	,3
,7	4033	4199	4366	4532	4698	4864	5031	5197	5363	5529	,2
,8	5695	5861	6028	6194	6360	6526	6692	6858	7024	7191	,1
,9	7857	7523	7689	7855	8021	8187	8353	8519	8685	8851	72,0
	,.0	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
18°,0	,30 9017	9183	9349	9515	9681	9847	.0013	.0179	.0345	.0511	71°,9
,1	,31 0676	0842	1008	1174	1340	1506	1672	1837	2003	2169	,8
,2	2335	2501	2667	2832	2998	3164	3330	3495	3661	3827	,7
,3	3992	4158	4324	4490	4655	4821	4987	5152	5318	5483	,6
,4	5649	5815	5980	6146	6311	6477	6643	6808	6974	7139	,5
,5	7305	7470	7636	7801	7967	8132	8298	8463	8628	8794	,4
,6	8959	9125	9290	9456	9621	9786	9952	.0117	.0282	.0448	,3
,7	,32 0613	0778	0944	1109	1274	1439	1605	1770	1935	2100	,2
,8	2266	2431	2596	2761	2927	3092	3257	3422	3587	3752	,1
,9	3917	4083	4248	4413	4578	4743	4908	5073	5238	5403	71,0
19,0	5568	5733	5898	6063	6228	6393	6558	6723	6888	7053	,9
,1	7218	7383	7548	7713	7878	8042	8207	8372	8537	8702	,8
,2	8867	9031	9196	9361	9526	9691	9855	.0020	.0185	.0350	,7
,3	,33 0514	0679	0844	1009	1173	1338	1503	1667	1832	1997	,6
,4	2161	2326	2490	2655	2820	2984	3149	3313	3478	3642	,5
,5	3807	3971	4136	4300	4465	4629	4794	4958	5123	5287	,4
,6	5452	5616	5780	5945	6109	6274	6438	6602	6767	6931	,3
,7	7095	7260	7424	7588	7752	7917	8081	8245	8409	8574	,2
,8	8738	8902	9066	9231	9395	9559	9723	9887	.0051	.0215	,1
,9	,34 0380	0544	0708	0872	1036	1200	1364	1528	1692	1856	70,0
20,0	2020	2184	2348	2512	2676	2840	3004	3168	3332	3496	,9
,1	3660	3824	3987	4151	4315	4479	4643	4807	4971	5134	,8
,2	5298	5462	5626	5790	5953	6117	6281	6445	6608	6772	,7
,3	6936	7099	7263	7427	7590	7754	7918	8081	8245	8408	,6
,4	8572	8736	8899	9063	9226	9390	9553	9717	9880	.0044	,5
,5	,35 0207	0371	0534	0698	0861	1025	1188	1351	1515	1678	,4
,6	1842	2005	2168	2332	2495	2658	2822	2985	3148	3312	,3
,7	3475	3638	3801	3965	4128	4291	4454	4617	4781	4944	,2
,8	5107	5270	5433	5596	5760	5923	6086	6249	6412	6575	,1
,9	6738	6901	7064	7227	7390	7553	7716	7879	8042	8205	69,0
21,0	8368	8531	8694	8857	9020	9183	9345	9508	9671	9834	,9
,1	9997	.0160	.0322	.0485	.0648	.0811	.0974	.1136	.1299	.1462	,8
,2	,36 1625	1787	1950	2113	2275	2438	2601	2763	2926	3089	,7
,3	3251	3414	3576	3739	3902	4064	4227	4389	4552	4714	,6
,4	4877	5039	5202	5364	5527	5689	5852	6014	6176	6339	,5
,5	6501	6664	6826	6988	7151	7313	7475	7638	7800	7962	,4
,6	8125	8287	8449	8611	8774	8936	9098	9260	9422	9585	,3
,7	9747	9909	.0071	.0233	.0395	.0557	.0720	.0882	.1044	.1206	,2
,8	,37 1368	1530	1692	1854	2016	2178	2340	2502	2664	2826	,1
,9	2988	3150	3312	3474	3635	3797	3959	4121	4283	4445	68,0
22,0	4607	4768	4930	5092	5254	5416	5577	5739	5901	6063	,9
,1	6224	6386	6548	6709	6871	7033	7194	7356	7518	7679	,8
,2	7841	8002	8164	8326	8487	8649	8810	8972	9133	9295	,7
,3	9456	9618	9779	9941	.0102	.0263	.0425	.0586	.0748	.0909	,6
,4	,38 1070	1232	1393	1554	1716	1877	2038	2200	2361	2522	,5
,5	2683	2845	3006	3167	3328	3490	3651	3812	3973	4134	,4
,6	4295	4456	4618	4779	4940	5101	5262	5423	5584	5745	,3
,7	5906	6067	6228	6389	6550	6711	6872	7033	7194	7355	,2
,8	7516	7676	7837	7998	8159	8320	8481	8642	8802	8963	,1
,9	9124	9285	9445	9606	9767	9928	.0088	.0249	.0410	.0570	67,0
23,0	,39 0731	0892	1052	1213	1374	1534	1695	1855	2016	2177	,9
,1	2337	2498	2658	2819	2979	3140	3300	3461	3621	3781	,8
,2	3942	4102	4263	4423	4583	4744	4904	5065	5225	5385	,7
,3	5546	5706	5866	6026	6187	6347	6507	6667	6828	6988	,6
,4	7148	7308	7468	7628	7789	7949	8109	8269	8429	8589	,5
,5	8749	8909	9069	9229	9389	9549	9709	9869	.0029	.0189	,4
,6	,40 0349	0509	0669	0829	0989	1149	1308	1468	1628	1788	,3
,7	1948	2108	2267	2427	2587	2747	2906	3066	3226	3386	,2
,8	3545	3705	3865	4024	4184	4344	4503	4663	4822	4982	,1
,9	5142	5301	5461	5620	5780	5939	6099	6258	6418	6577	66,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.		,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
24°,0	,40	6737	6896	7056	7215	7374	7534	7693	7852	8012	8171	65°,9
,1		8330	8490	8649	8808	8968	9127	9286	9445	9605	9764	,8
,2		9923	.0082	.0241	.0401	.0560	.0719	.0878	.1037	.1196	.1355	,7
,3	,41	1514	1673	1832	1992	2151	2310	2469	2628	2787	2945	,6
,4		3104	3263	3422	3581	3740	3899	4058	4217	4376	4534	,5
,5		4693	4852	5011	5170	5328	5487	5646	5805	5963	6122	,4
,6		6281	6439	6598	6757	6915	7074	7233	7391	7550	7709	,3
,7		7867	8026	8184	8343	8501	8660	8818	8977	9135	9294	,2
,8		9452	9611	9769	9927	.0086	.0244	.0402	.0561	.0719	.0877	,1
,9	,42	1036	1194	1352	1511	1669	1827	1985	2144	2302	2460	65,0
25,0		2618	2776	2935	3093	3251	3409	3567	3725	3883	4041	,9
,1		4199	4357	4516	4674	4832	4990	5147	5305	5463	5621	,8
,2		5779	5937	6095	6253	6411	6569	6727	6884	7042	7200	,7
,3		7358	7516	7673	7831	7989	8147	8304	8462	8620	8777	,6
,4		8935	9093	9250	9408	9566	9723	9881	.0038	.0196	.0[illegible]4	,5
,5	,43	0511	0669	0826	098[illegible]	1141	1299	1456	1613	1771	1928	,4
,6		2086	2243	2401	25[illegible]8	2715	2873	3030	3187	3345	3502	,3
,7		3659	3816	3974	413[illegible]	4288	4445	4602	4760	4917	5074	,2
,8		5231	5388	5545	5702	5860	6017	6174	6331	6488	6645	,1
,9		6802	6959	7116	7273	7430	7587	7744	7900	8057	8214	64,0
26,0		8371	8528	8685	8842	8999	9155	9312	9469	9626	9782	,9
,1		9939	.0096	.0253	.0409	.0566	.0723	.0879	.1036	.1193	.1349	,8
,2	,44	1506	1662	1819	1976	2132	2289	2445	2602	2758	2915	,7
,3		3071	3228	3384	3541	3697	3853	4010	4166	4322	4479	,6
,4		4635	4792	4948	5104	5260	5417	5573	5729	5885	6042	,5
,5		6198	6354	6510	6666	6822	6979	7135	7291	7447	7603	,4
,6		7759	7915	8071	8227	8383	8539	8695	8851	9007	9163	,3
,7		9319	9475	9631	9787	9943	.0098	.0254	.0410	.0566	.0722	,2
,8	,45	0878	1033	1189	1345	1501	1656	1812	1968	2123	2279	,1
,9		2435	2590	2746	2902	3057	3213	3368	3524	3679	3835	63,0
27,0		3990	4146	4301	4457	4612	4768	4923	5079	5234	5390	,9
,1		5545	5700	5856	6011	6166	6322	6477	6632	6787	6943	,8
,2		7098	7253	7408	7564	7719	7874	8029	8184	8339	8494	,7
,3		8650	8805	8960	9115	9270	9425	9580	9735	9890	.0045	,6
,4	,46	0200	0355	0510	0665	0819	0974	1129	1284	1439	1594	,5
,5		1749	1903	2058	2213	2368	2523	2677	2832	2987	3141	,4
,6		3296	3451	3605	3760	3915	4069	4224	4378	4533	4688	,3
,7		4842	4997	5151	5306	5460	5615	5769	5923	6078	6232	,2
,8		6387	6541	6695	6850	7004	7158	7313	7467	7621	7776	,1
,9		7930	8084	8238	8392	8547	8701	8855	9009	9163	9317	62,0
28,0		9472	9626	9780	9934	.0088	.0242	.0396	.0550	.0704	.0858	,9
,1	,47	1012	1166	1320	1474	1628	1782	1935	2089	2243	2397	,8
,2		2551	2705	2858	3012	3166	3320	3473	3627	3781	3935	,7
,3		4088	4242	4396	4549	4703	4856	5010	5164	5317	5471	,6
,4		5624	5778	5931	6085	6238	6392	6545	6699	6852	7005	,5
,5		7159	7312	7465	7619	7772	7925	8079	8232	8385	8539	,4
,6		8692	8845	8998	9152	9305	9458	9611	9764	9917	.0070	,3
,7	,48	0223	0377	0530	0683	0836	0989	1142	1295	1448	1601	,2
,8		1754	1907	2060	2212	2365	2518	2671	2824	2977	3130	,1
,9		3282	3435	3588	3741	3893	4046	4199	4352	4504	4657	61,0
29,0		4810	4962	5115	5268	5420	5573	5725	5878	6030	6183	,9
,1		6335	6488	6640	6793	6945	7098	7250	7403	7555	7707	,8
,2		7860	8012	8164	8317	8469	8621	8774	8926	9078	9230	,7
,3		9382	9535	9687	9839	9991	.0143	.0295	.0448	.0600	.0752	,6
,4	,49	0904	1056	1208	1360	1512	1664	1816	1968	2120	2272	,5
,5		2424	2575	2727	2879	3031	3183	3335	3487	3638	3790	,4
,6		3942	4094	4245	4397	4549	4700	4852	5004	5155	5307	,3
,7		5459	5610	5762	5913	6065	6217	6368	6520	6671	6822	,2
,8		6974	7125	7277	7428	7580	7731	7882	8034	8185	8336	,1
,9		8488	8639	8790	8942	9093	9244	9395	9546	9698	9849	60,0
		,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
30°,0	,50 0000	0151	0302	0453	0604	0756	0907	1058	1209	1360	59°,9
,1	1511	1662	1813	1964	2115	2266	2416	2567	2718	2869	,8
,2	3020	3171	3322	3472	3623	3774	3925	4075	4226	4377	,7
,3	4528	4678	4829	4980	5130	5281	5431	5582	5733	5883	,6
,4	6034	6184	6335	6485	6636	6786	6937	7087	7238	7388	,5
,5	7538	7689	7839	7989	8140	8290	8440	8591	8741	8891	,4
,6	9041	9192	9342	9492	9642	9792	9943	.0093	.0243	.0393	,3
,7	,51 0543	0693	0843	0993	1143	1293	1443	1593	1743	1893	,2
,8	2043	2193	2343	2493	2642	2792	2942	3092	3242	3391	,1
,9	3541	3691	3841	3990	4140	4290	4440	4589	4739	4888	59,0
31,0	5038	5188	5337	5487	5636	5786	5935	6085	6234	6384	,9
,1	6533	6683	6832	6982	7131	7280	7430	7579	7728	7878	,8
,2	8027	8176	8326	8475	8624	8773	8922	9072	9221	9370	,7
,3	9519	9668	9817	9966	.0116	.0265	.0414	.0563	.0712	.0861	,6
,4	,52 1010	1159	1308	1456	1605	1754	1903	2052	2201	2350	,5
,5	2500	2647	2796	2945	3094	3242	3391	3540	3689	3837	,4
,6	3986	4135	4283	4432	4580	4729	4878	5026	5175	5323	,3
,7	5472	5620	5769	5917	6066	6214	6362	6511	6659	6807	,2
,8	6956	7104	7252	7401	7549	7697	7846	7994	8142	8290	,1
,9	8438	8587	8735	8883	9031	9179	9327	9475	9623	9771	58,0
32,0	9919	.0067	.0215	.0363	.0511	.0659	.0807	.0955	.1103	.1251	,9
,1	,53 1399	1546	1694	1842	1990	2138	2285	2433	2581	2729	,8
,2	2876	3024	3172	3319	3467	3615	3762	3910	4057	4205	,7
,3	4352	4500	4647	4795	4942	5090	5237	5385	5532	5679	,6
,4	5827	5974	6121	6269	6416	6563	6711	6858	7005	7152	,5
,5	7300	7447	7594	7741	7888	8035	8183	8330	8477	8624	,4
,6	8771	8918	9065	9212	9359	9506	9653	9800	9947	.0093	,3
,7	,54 0240	0387	0534	0681	0828	0974	1121	1268	1415	1561	,2
,8	1708	1855	2002	2148	2295	2442	2588	2735	2881	3028	,1
,9	3174	3321	3467	3614	3760	3907	4053	4200	4346	4493	57,0
33,0	4639	4785	4932	5078	5224	5371	5517	5663	5810	5956	,9
,1	6102	6248	6394	6541	6687	6833	6979	7125	7271	7417	,8
,2	7563	7709	7855	8001	8147	8293	8439	8585	8731	8877	,7
,3	9023	9169	9315	9460	9606	9752	9898	.0044	.0189	.0335	,6
,4	,55 0481	0626	0772	0918	1063	1209	1355	1500	1646	1791	,5
,5	1937	2083	2228	2374	2519	2664	2810	2955	3101	3246	,4
,6	3392	3537	3682	3828	3973	4118	4263	4409	4554	4699	,3
,7	4844	4990	5135	5280	5425	5570	5715	5860	6006	6151	,2
,8	6296	6441	6586	6731	6876	7021	7166	7310	7455	7600	,1
,9	7745	7890	8035	8180	8324	8469	8614	8759	8903	9048	56,0
34,0	9193	9338	9482	9627	9772	9916	.0061	.0205	.0350	.0494	,9
,1	,56 0639	0784	0928	1072	1217	1361	1506	1650	1795	1939	,8
,2	2083	2228	2372	2516	2661	2805	2949	3093	3238	3382	,7
,3	3526	3670	3814	3959	4103	4247	4391	4535	4679	4823	,6
,4	4967	5111	5255	5399	5543	5687	5831	5975	6119	6262	,5
,5	6406	6550	6694	6838	6981	7125	7269	7413	7556	7700	,4
,6	7844	7987	8131	8275	8418	8562	8705	8849	8993	9136	,3
,7	9280	9423	9566	9710	9853	9997	.0140	.0284	.0427	.0570	,2
,8	,57 0714	0857	1000	1143	1287	1430	1573	1716	1860	2003	,1
,9	2146	2289	2432	2575	2718	2861	3004	3147	3290	3433	55,0
35,0	3576	3719	3862	4005	4148	4291	4434	4577	4720	4862	,9
,1	5005	5148	5291	5434	5576	5719	5862	6004	6147	6290	,8
,2	6432	6575	6718	6860	7003	7145	7288	7430	7573	7715	,7
,3	7858	8000	8142	8285	8427	8570	8712	8854	8997	9139	,6
,4	9281	9423	9566	9708	9850	9992	.0134	.0277	.0419	.0561	,5
,5	,58 0703	0845	0987	1129	1271	1413	1555	1697	1839	1981	,4
,6	2123	2265	2407	2549	2690	[illegible]	2974	3116	3258	3399	,3
,7	3541	3683	3825	3966	4108	[illegible]	4391	4533	4675	4816	,2
,8	4958	5099	5241	5382	5524	5665	5807	5948	6090	6231	,1
,9	6372	6514	6655	6796	6938	7079	7220	7362	7503	7644	54,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
36°,0	,58 7785	7926	8068	8209	8350	8491	8632	8773	8914	9055	53°,9
,1	9196	9337	9478	9619	9760	9901	.0042	.0183	.0324	.0465	,8
,2	,59 0606	0746	0887	1028	1169	1310	1450	1591	1732	1873	,7
,3	2013	2154	2294	2435	2576	2716	2857	2997	3138	3278	,6
,4	3419	3559	3700	3840	3981	4121	4261	4402	4542	4682	,5
,5	4823	4963	5103	5244	5384	5524	5664	5804	5945	6085	,4
,6	6225	6365	6505	6645	6785	6925	7065	7205	7345	7485	,3
,7	7625	7765	7905	8045	8185	8325	8464	8604	8744	8884	,2
,8	9024	9163	9303	9443	9582	9722	.9862	.0001	.0141	.0281	,1
,9	,60 0420	0560	0699	0839	0978	1118	1257	1397	1536	1676	53,0
37,0	1815	1954	2094	2233	2372	2512	2651	2790	2930	3069	,9
,1	3208	3347	3486	3626	3765	3904	4043	4182	4321	4460	,8
,2	4599	4738	4877	5016	5155	5294	5433	5572	5711	5850	,7
,3	5988	6127	6266	6405	6544	6682	6821	6960	7098	7237	,6
,4	7376	7514	7653	7792	7930	8069	8207	8346	8484	8623	,5
,5	8761	8900	9038	9177	9315	9454	9592	9730	9869	.0007	,4
,6	,61 0145	0283	0422	0560	0698	0836	0975	1113	1251	1389	,3
,7	1527	1665	1803	1941	2079	2217	2355	2493	2631	2769	,2
,8	2907	3045	3183	3321	3459	3596	3734	3872	4010	4147	,1
,9	4285	4423	4561	4698	4836	4974	5111	5249	5386	5524	52,0
38,0	5661	5799	5937	6074	6211	6349	6486	6624	6761	6899	,9
,1	7036	7173	7311	7448	7585	7722	7860	7997	8134	8271	,8
,2	8408	8546	8683	8820	8957	9094	9231	9368	9505	9642	,7
,3	9779	9916	.0053	.0190	.0327	.0464	.0601	.0737	.0874	.1011	,6
,4	,62 1148	1285	1421	1558	1695	1831	1968	2105	2241	2378	,5
,5	2515	2651	2788	2924	3061	3197	3334	3470	3607	3743	,4
,6	3880	4016	4152	4289	4425	4561	4698	4834	4970	5106	,3
,7	5243	5379	5515	5651	5787	5923	6060	6196	6332	6468	,2
,8	6604	6740	6876	7012	7148	7284	7420	7555	7691	7827	,1
,9	7963	8099	8235	8370	8506	8642	8778	8913	9049	9185	51,0
39,0	9320	9456	9592	9727	9863	9998	.0134	.0269	.0405	.0540	,9
,1	,63 0676	0811	0947	1082	1217	1353	1488	1623	1759	1894	,8
,2	2029	2165	2300	2435	2570	2705	2840	2976	3111	3246	,7
,3	3381	3516	3651	3786	3921	4056	4191	4326	4461	4596	,6
,4	4731	4865	5000	5135	5270	5405	5539	5674	5809	5944	,5
,5	6078	6213	6348	6482	6617	6751	6886	7020	7155	7290	,4
,6	7424	7558	7693	7827	7962	8096	8231	8365	8499	8634	,3
,7	8768	8902	9036	9171	9305	9439	9573	9707	9841	9976	,2
,8	,64 0110	0244	0378	0512	0646	0780	0914	1048	1182	1316	,1
,9	1450	1584	1717	1851	1985	2119	2253	2386	2520	2654	50,0
40,0	2788	2921	3055	3189	3322	3456	3589	3723	3857	3990	,9
,1	4124	4257	4391	4524	4657	4791	4924	5058	5191	5324	,8
,2	5458	5591	5724	5858	5991	6124	6257	6390	6524	6657	,7
,3	6790	6923	7056	7189	7322	7455	7588	7721	7854	7987	,6
,4	8120	8253	8386	8519	8651	8784	8917	9050	9183	9315	,5
,5	9448	9581	9713	9846	9979	.0111	.0244	.0377	.0509	.0642	,4
,6	,65 0774	0907	1039	1172	1304	1437	1569	1701	1834	1966	,3
,7	2098	2231	2363	2495	2628	2760	2892	3024	3156	3288	,2
,8	3421	3553	3685	3817	3949	4081	4213	4345	4477	4609	,1
,9	4741	4873	5005	5136	5268	5400	5532	5664	5796	5927	49,0
41,0	6059	6191	6322	6454	6586	6717	6849	6981	7112	7244	,9
,1	7375	7507	7638	7770	7901	8033	8164	8295	8427	8558	,8
,2	8689	8821	8952	9083	9215	9346	9477	9608	9739	9871	,7
,3	,66 0002	0133	0264	0395	0526	0657	0788	0919	1050	1181	,6
,4	1312	1443	1574	1705	1835	1966	2097	2228	2359	2489	,5
,5	2620	2751	2881	3012	3143	3273	3404	3535	3665	3796	,4
,6	3926	4057	4187	4318	4448	4579	4709	4839	4970	5100	,3
,7	5230	5361	5491	5621	5751	5882	6012	6142	6272	6402	,2
,8	6532	6663	6793	6923	7053	7183	7313	7443	7573	7703	,1
,9	7833	7962	8092	8222	8352	8482	8612	8741	8871	9001	48,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
42°,0	,66 9131	9260	9390	9520	9649	9779	9908	.0038	.0168	.2097	47°,9
,1	,67 0427	0556	0686	0815	0944	1074	1203	1333	1462	1591	,8
,2	1721	1850	1979	2108	2238	2367	2496	2625	2754	2883	,7
,3	3013	3142	3271	3400	3529	3658	3787	3916	4045	4173	,6
,4	4302	4431	4560	4689	4818	4947	5075	5204	5333	5462	,5
,5	5590	5719	5848	5976	6105	6233	6362	6490	6619	6747	,4
,6	6876	7004	7133	7261	7390	7518	7646	7775	7903	8031	,3
,7	8160	8288	8416	8544	8673	8801	8929	9057	9185	9313	,2
,8	9441	9569	9697	9825	9953	.0081	.0209	.0337	.0465	.0593	,1
,9	,68 0721	0849	0977	1104	1232	1360	1488	1615	1743	1871	47,0
43,0	1998	2126	2254	2381	2509	2636	2764	2891	3019	3146	,9
,1	3274	3401	3529	3656	3783	3911	4038	4165	4293	4420	,8
,2	4547	4674	4802	4929	5056	5183	5310	5437	5564	5691	,7
,3	5818	5945	6072	6199	6326	6453	6580	6707	6834	6961	,6
,4	7088	7214	7341	7468	7595	7721	7848	7975	8101	8228	,5
,5	8355	8481	8608	8734	8861	8987	9114	9240	9367	9493	,4
,6	9620	9746	9872	9999	.0125	.0251	.0378	.0504	.0630	.0756	,3
,7	,69 0882	1009	1135	1261	1387	1513	1639	1765	1891	2017	,2
,8	2143	2269	2395	2521	2647	2773	2899	3024	3150	3276	,1
,9	3402	3528	3653	3779	3905	4030	4156	4282	4407	4533	46,0
44,0	4658	4784	4909	5035	5160	5286	5411	5537	5662	5787	,9
,1	5913	6038	6163	6289	6414	6539	6664	6790	6915	7040	,8
,2	7165	7290	7415	7540	7665	7790	7915	8040	8165	8290	,7
,3	8415	8540	8665	8790	8915	9040	9164	9289	9414	9539	,6
,4	9663	9788	9913	.0037	.0162	.0287	.0411	.0536	.0660	.0785	,5
,5	,70 0909	1034	1158	1283	1407	1531	1656	1780	1904	2029	,4
,6	2153	2277	2402	2526	2650	2774	2898	3022	3147	3271	,3
,7	3395	3519	3643	3767	3891	4015	4139	4263	4386	4510	,2
,8	4634	4758	4882	5006	5129	5253	5377	5501	5624	5748	,1
,9	5872	5995	6119	6242	6366	6489	6613	6736	6860	6983	45,0
45,0	7107	7230	7354	7477	7600	7724	7847	7970	8093	8217	,9
,1	8340	8463	8586	8709	8832	8956	9079	9202	9325	9448	,8
,2	9571	9694	9817	9940	.0062	.0185	.0308	.0431	.0554	.0677	,7
,3	,71 0799	0922	1045	1168	1290	1413	1536	1658	1781	1903	,6
,4	2026	2149	2271	2394	2516	2639	2761	2883	3006	3182	,5
,5	3250	3373	3495	3617	3740	3862	3984	4106	4228	4351	,4
,6	4473	4595	4717	4839	4961	5083	5205	5327	5449	5571	,3
,7	5693	5815	5936	6058	6180	6302	6424	6545	6667	6789	,2
,8	6911	7032	7154	7276	7397	7519	7640	7762	7883	8005	,1
,9	8126	8248	8369	8491	8612	8733	8855	8976	9097	9219	44,0
46,0	9340	9461	9582	9703	9825	9946	.0067	.0188	.0309	.0430	,9
,1	,72 0551	0672	0793	0914	1035	1156	1277	1398	1519	1639	,8
,2	1760	1881	2002	2123	2243	2364	2485	2605	2726	2847	,7
,3	2967	3088	3208	3329	3449	3570	3690	3811	3931	4051	,6
,4	4172	4292	4413	4533	4653	4773	4894	5014	5134	5254	,5
,5	5374	5495	5615	5735	5855	5975	6095	6215	6335	6455	,4
,6	6575	6695	6814	6934	7054	7174	7294	7414	7533	7653	,3
,7	7773	7892	8012	8132	8251	8371	8491	8610	8730	8849	,2
,8	8969	9088	9208	9327	9446	9566	9685	9804	9924	0043	,1
,9	,73 0162	0282	0401	0520	0639	0758	0877	0997	1116	1235	43,0
47,0	1354	1473	1592	1711	1830	1949	2067	2186	2305	2424	,9
,1	2543	2662	2780	2899	3018	3137	3255	3374	3493	3611	,8
,2	3730	3848	3967	4086	4204	4323	4441	4559	4678	4796	,7
,3	4915	5033	5151	5270	5388	5506	5624	5743	5861	5979	,6
,4	6097	6215	6333	6451	6569	6687	6806	6923	7041	7159	,5
,5	7277	7395	7513	7631	7749	7867	7984	8102	8220	8338	,4
,6	8455	8573	8691	8808	8926	9043	9161	9279	9396	9514	,3
,7	9631	9749	9866	9983	.0101	.0218	.0335	.0453	.0570	.0687	,2
,8	,74 0805	0922	1039	1156	1273	1391	1508	1625	1742	1859	,1
,9	1976	2093	2210	2327	2444	2561	2678	2794	2911	3028	42,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.		,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
48°,0	,74	3145	3262	3378	3495	3612	3728	3845	3962	4078	4195	41°,9
,1		4312	4428	4545	4661	4778	4894	5010	5127	5243	5360	,8
,2		5476	5592	5709	5825	5941	6057	6174	6290	6406	6522	,7
,3		6638	6754	6870	6986	7102	7218	7334	7450	7566	7682	,6
,4		7798	7914	8030	8146	8261	8377	8493	8609	8724	8840	,5
,5		8956	9071	9187	9303	9418	9534	9649	9765	9880	9996	,4
,6	,75	0111	0226	0342	0457	0573	0688	0803	0918	1034	1149	,3
,7		1264	1379	1494	1610	1725	1840	1955	2070	2185	2300	,2
,8		2415	2530	2645	2760	2875	2989	3104	3219	3334	3449	,1
,9		3563	3678	3793	3907	4022	4137	4251	4366	4481	4595	41,0
49,0		4710	4824	4939	5053	5167	5282	5396	5511	5625	5739	,9
,1		5853	5968	6082	6196	6310	6425	6539	6653	6767	6881	,8
,2		6995	7109	7223	7337	7451	7565	7679	7793	7907	8021	,7
,3		8134	8248	8362	8476	8589	8703	8817	8930	9044	9158	,6
,4		9271	9385	9498	9612	9725	9839	9952	.0066	.0179	.0293	,5
,5	,76	0406	0519	0633	0746	0859	0972	1086	1199	1312	1425	,4
,6		1538	1651	1764	1878	1991	2104	2217	2330	2443	2555	,3
,7		2668	2781	2894	3007	3120	3232	3345	3458	3571	3683	,2
,8		3796	3909	4021	4134	4246	4359	4472	4584	4697	4809	,1
,9		4921	5034	5146	5259	5371	5483	5596	5708	5820	5932	40,0
50,0		6044	6157	6269	6381	6493	6605	6717	6829	6941	7053	,9
,1		7165	7277	7389	7501	7613	7725	7836	7948	8060	8172	,8
,2		8284	8395	8507	8619	8730	8842	8953	9065	9177	9288	,7
,3		9400	9511	9622	9734	9845	9957	.0068	.0179	.0291	.0402	,6
,4	,77	0513	0624	0736	0847	0958	1069	1180	1291	1403	1514	,5
,5		1625	1736	1847	1958	2068	2179	2290	2401	2512	2623	,4
,6		2734	2844	2955	3066	3177	3287	3398	3508	3619	3730	,3
,7		3840	3951	4061	4172	4282	4393	4503	4613	4724	4834	,2
,8		4944	5055	5165	5275	5386	5496	5606	5716	5826	5936	,1
,9		6046	6156	6267	6377	6487	6596	6706	6816	6926	7036	39,0
51,0		7146	7256	7366	7475	7585	7695	7805	7914	8024	8134	,9
,1		8243	8353	8462	8572	8681	8791	8900	9010	9119	9229	,8
,2		9338	9447	9557	9666	9775	9884	9994	.0103	.0212	.0321	,7
,3	,78	0430	0540	0649	0758	0867	0976	1085	1194	1303	1412	,6
,4		1520	1629	1738	1847	1956	2065	2173	2282	2391	2499	,5
,5		2608	2717	2825	2934	3043	3151	3260	3368	3477	3585	,4
,6		3693	3802	3910	4019	4127	4235	4343	4452	4560	4668	,3
,7		4776	4885	4993	5101	5209	5317	5425	5533	5641	5749	,2
,8		5857	5965	6073	6181	6288	6396	6504	6612	6720	6827	,1
,9		6935	7043	7150	7258	7366	7473	7581	7688	7796	7903	38,0
52,0		8011	8118	8226	8333	8440	8548	6655	8762	8870	8977	,9
,1		9084	9191	9298	9406	9513	9620	9727	9834	9941	.0048	,8
,2	,79	0155	0262	0369	0476	0583	0690	0796	0903	1010	1117	,7
,3		1224	1330	1437	1544	1650	1757	1863	1970	2077	2183	,6
,4		2290	2396	2503	2609	2715	2822	2928	3034	3141	3247	,5
,5		3353	3460	3566	3672	3778	3884	3990	4096	4203	4309	,4
,6		4415	4521	4627	4733	4838	4944	5050	5156	5262	5368	,3
,7		5473	5579	5685	5791	5896	6002	6108	6213	6319	6424	,2
,8		6530	6635	6741	6846	6952	7057	7163	7268	7373	7479	,1
,9		7584	7689	7794	7900	8005	8110	8215	8320	8425	8530	37,0
53,0		8636	8741	8846	8951	9055	9160	9265	9370	9475	9580	,9
,1		9685	9789	9894	9999	.0104	.0208	.0313	.0418	.0522	.0627	,8
,2	,80	0731	0836	0940	1045	1149	1254	1358	1463	1567	1671	,7
,3		1776	1880	1984	2088	2193	2297	2401	2505	2609	2713	,6
,4		2817	2922	3026	3130	3234	3337	3441	3545	3649	3753	,5
,5		3857	3961	4064	4168	4272	4376	4479	4583	4687	4790	,4
,6		4894	4997	5101	5204	5308	5411	5515	5618	5722	5825	,3
,7		5928	6032	6135	6238	6341	6445	6548	6651	6754	6857	,2
,8		6960	7063	7166	7269	7372	7475	7578	7681	7784	7887	,1
,9		7990	8093	8196	8298	8401	8504	8606	8709	8812	8914	36,0
		,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
54°,0	,80 9017	9120	9222	9325	9427	9530	9632	9735	9837	9939	35°,9
,1	,81 0042	0144	0246	0349	0451	0553	0655	0757	0860	0962	,8
,2	1064	1166	1268	1370	1472	1574	1676	1778	1880	1982	,7
,3	2084	2185	2287	2389	2491	2592	2694	2796	2898	2999	,6
,4	3101	3202	3304	3405	3507	3608	3710	3811	3913	4014	,5
,5	4116	4217	4318	4419	4521	4622	4723	4824	4926	5027	,4
,6	5128	5229	5330	5431	5532	5633	5734	5835	5936	6037	,3
,7	6138	6238	6339	6440	6541	6642	6742	6843	6944	7044	,2
,8	7145	7245	7346	7447	7547	7648	7748	7849	7949	8049	,1
,9	8150	8250	8350	8451	8551	8651	8751	8852	8952	9052	35,0
55,0	9152	9252	9352	9452	9552	9652	9752	9852	9952	.0052	,9
,1	,82 0152	0252	0352	0451	0551	0651	0751	0850	0950	1050	,8
,2	1149	1249	1348	1448	1547	1647	1746	1846	1945	2045	,7
,3	2144	2243	2343	2442	2541	2641	2740	2839	2938	3037	,6
,4	3136	3235	3335	3434	3533	3632	3731	3830	3928	4027	,5
,5	4126	4225	4324	4423	4521	4620	4719	4818	4916	5015	,4
,6	5113	5212	5311	5409	5508	5606	5705	5803	5902	6000	,3
,7	6098	6197	6295	6393	6492	6590	6688	6786	6884	6982	,2
,8	7081	7179	7277	7375	7473	7571	7669	7767	7865	7962	,1
,9	8060	8158	8256	8354	8452	8549	8647	8745	8842	8940	34,0
56,0	9038	9135	9233	9330	9428	9525	9623	9720	9818	9915	,9
,1	,83 0012	0110	0207	0304	0401	0499	0596	0693	0790	0887	,8
,2	0984	1082	1179	1276	1373	1470	1567	1663	1760	1857	,7
,3	1954	2051	2148	2245	2341	2438	2535	2631	2728	2825	,6
,4	2921	3018	3114	3211	3307	3404	3500	3597	3693	3789	,5
,5	3886	3982	4078	4175	4271	4367	4463	4560	4656	4752	,4
,6	4848	4944	5040	5136	5232	5328	5424	5520	5616	5712	,3
,7	5807	5903	5999	6095	6190	6286	6382	6477	6573	6669	,2
,8	6764	6860	6955	7051	7146	7242	7337	7433	7528	7623	,1
,9	7719	7814	7909	8005	8100	8195	8290	8385	8480	8575	33,0
57,0	8671	8766	8861	8956	9051	9146	9240	9335	9430	9525	,9
,1	9620	9715	9809	9904	9999	.0094	.0188	.0283	.0377	.0472	,8
,2	,84 0567	0661	0756	0850	0945	1039	1133	1228	1322	1416	,7
,3	1511	1605	1699	1794	1888	1982	2076	2170	2264	2358	,6
,4	2452	2546	2640	2734	2828	2922	3016	3110	3204	3298	,5
,5	3391	3485	3579	3673	3766	3860	3954	4047	4141	4234	,4
,6	4328	4421	4515	4608	4702	4795	4889	4982	5075	5169	,3
,7	5262	5355	5448	5542	5635	5728	5821	5914	6007	6100	,2
,8	6193	6286	6379	6472	6565	6658	6751	6844	6936	7029	,1
,9	7122	7215	7307	7400	7493	7585	7678	7771	7863	7956	32,0
58,0	8048	8141	8233	8325	8418	8510	8603	8695	8787	8879	,9
,1	8972	9064	9156	9248	9340	9433	9525	9617	9709	9801	,8
,2	9893	9985	.0077	.0168	.0260	.0352	.0444	.0536	.0628	.0719	,7
,3	,85 0811	0903	0994	1086	1178	1269	1361	1452	1544	1635	,6
,4	1727	1818	1910	2001	2093	2184	2275	2366	2458	2549	,5
,5	2640	2731	2822	2914	3005	3096	3187	3278	3369	3460	,4
,6	3551	3642	3733	3823	3914	4005	4096	4187	4277	4368	,3
,7	4459	4549	4640	4731	4821	4912	5002	5093	5183	5274	,2
,8	5364	5455	5545	5635	5726	5816	5906	5997	6087	6177	,1
,9	6267	6357	6447	6537	6627	6718	6808	6898	6987	7077	31,0
59,0	7167	7257	7347	7437	7527	7616	7706	7796	7886	7975	,9
,1	8065	8155	8244	8334	8423	8513	8602	8692	8781	8871	,8
,2	8960	9049	9139	9228	9317	9406	9496	9585	9674	9763	,7
,3	9852	9941	.0030	.0119	.0208	.0297	.0386	.0475	.0564	.0653	,6
,4	,86 0742	0831	0920	1008	1097	1186	1275	1363	1452	1541	,5
,5	1629	1718	1806	1895	1983	2072	2160	2249	2337	2425	,4
,6	2514	2602	2690	2779	2867	2955	3043	3131	3219	3307	,3
,7	3396	3484	3572	3660	3748	3836	3923	4011	4099	4187	,2
,8	4275	4363	4450	4538	4626	4713	4801	4889	4976	5064	,1
,9	5151	5239	5326	5414	5501	5589	5676	5763	5851	5938	30,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
60°,0	,86 6025	6113	6200	6287	6374	6461	6549	6636	6723	6810	29°,9
,1	6897	6984	7071	7158	7245	7331	7418	7505	7592	7679	,8
,2	7765	7852	7939	8026	8112	8199	8285	8372	8459	8545	,7
,3	8632	8718	8804	8891	8977	9064	9150	9236	9322	9409	,6
,4	9495	9581	9667	9753	9840	9926	.0012	.0098	.0184	.0270	,5
,5	,87 0356	0442	0528	0613	0699	0785	0871	0957	1042	1128	,4
,6	1214	1299	1385	1471	1556	1642	1727	1813	1898	1984	,3
,7	2069	2155	2240	2325	2411	2496	2581	2667	2752	2837	,2
,8	2922	3007	3092	3177	3262	3347	3432	3517	3602	3687	,1
,9	3772	3857	3942	4027	4112	4196	4281	4366	4450	4535	29,0
61,0	4620	4704	4789	4873	4958	5042	5127	5211	5296	5380	,9
,1	5465	5549	5633	5717	5802	5886	5970	6054	6138	6223	,8
,2	6307	6391	6475	6559	6643	6727	6811	6895	6978	7062	,7
,3	7146	7230	7314	7397	7481	7565	7649	7732	7816	7899	,6
,4	7983	8067	8150	8233	8317	8400	8484	8567	8650	8734	,5
,5	8817	8900	8984	9067	9150	9233	9316	9399	9482	9566	,4
,6	9649	9732	9815	9897	9980	.0063	.0146	.0229	.0312	.0395	,3
,7	,88 0477	0560	0643	0725	0808	0891	0973	1056	1138	1221	,2
,8	1303	1386	1468	1551	1633	1715	1798	1880	1962	2045	,1
,9	2127	2209	2291	2373	2455	2538	2620	2702	2784	2866	28,0
62,0	2948	3030	3111	3193	3275	3357	3439	3521	3602	3684	,9
,1	3766	3847	3929	4011	4092	4174	4255	4337	4418	4500	,8
,2	4581	4662	4744	4825	4906	4988	5069	5150	5231	5312	,7
,3	5394	5475	5556	5637	5718	5799	5880	5961	6042	6123	,6
,4	6204	6284	6365	6446	6527	6608	6688	6769	6850	6930	,5
,5	7011	7091	7172	7252	7333	7413	7494	7574	7655	7735	,4
,6	7815	7896	7976	8056	8136	8217	8297	8377	8457	8537	,3
,7	8617	8697	8777	8857	8937	9017	9097	9177	9257	9337	,2
,8	9416	9496	9576	9656	9735	9815	9895	9974	.0054	.0133	,1
,9	,89 0213	0292	0372	0451	0531	0610	0689	0709	0848	0927	27,0
63,0	1007	1086	1165	1244	1323	1402	1481	1561	1640	1719	,9
,1	1798	1876	1955	2034	2113	2192	2271	2350	2428	2507	,8
,2	2586	2664	2743	2822	2900	2979	3057	3136	3214	3293	,7
,3	3371	3450	3528	3607	3685	3763	3841	3920	3998	4076	,6
,4	4154	4232	4310	4389	4467	4545	4623	4701	4779	4856	,5
,5	4934	5012	5090	5168	5246	5323	5401	5479	5556	5634	,4
,6	5712	5789	5867	5944	6022	6099	6177	6254	6332	6409	,3
,7	6486	6564	6641	6718	6796	6873	6950	7027	7104	7181	,2
,8	7258	7335	7412	7489	7566	7643	7720	7797	7874	7951	,1
,9	8028	8104	8181	8258	8334	8411	8488	8564	8641	8718	26,0
64,0	8794	8871	8947	9023	9100	9176	9253	9329	9405	9482	,9
,1	9558	9634	9710	9786	9863	9939	.0015	.0091	.0167	.0243	,8
,2	,90 0319	0395	0471	0547	0622	0698	0774	0850	0926	1001	,7
,3	1077	1153	1228	1304	1380	1455	1531	1606	1682	1757	,6
,4	1833	1908	1983	2059	2134	2209	2285	2360	2435	2510	,5
,5	2585	2660	2736	2811	2886	2961	3036	3111	3186	3260	,4
,6	3335	3410	3485	3560	3635	3709	3784	3859	3933	4008	,3
,7	4083	4157	4232	4306	4381	4455	4530	4604	4678	4753	,2
,8	4827	4901	4976	5050	5124	5198	5272	5347	5421	5495	,1
,9	5569	5643	5717	5791	5865	5939	6013	6086	6160	6234	25,0
65,0	6308	6382	6455	6529	6603	6676	6750	6823	6897	6971	,9
,1	7044	7117	7191	7264	7338	7411	7484	7558	7631	7704	,8
,2	7777	7851	7924	7997	8070	8143	8216	8289	8362	8435	,7
,3	8508	8581	8654	8727	8800	8872	8945	9018	9091	9163	,6
,4	9236	9309	9381	9454	9527	9599	9672	9744	9816	9889	,5
,5	9961	.0034	.0106	.0178	.0251	.0323	.0395	.0467	.0539	.0612	,4
,6	,91 0684	0756	0828	0900	0972	1044	1116	1188	1260	1331	,3
,7	1403	1475	1547	1619	1690	1762	1834	1905	1977	2049	,2
,8	2120	2192	2263	2335	2406	2477	2549	2620	2692	2763	,1
,9	2834	2905	2977	3048	3119	3190	3261	3332	3403	3474	24,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
66°,0	,91 3545	3616	3687	3758	3829	3900	3971	4042	4112	4183	23°,9
,1	4254	4325	4395	4466	4537	4607	4678	4748	4819	4889	,8
,2	4960	5030	5100	5171	5241	5311	5382	5452	5522	5592	,7
,3	5663	5733	5803	5873	5943	6013	6083	6153	6223	6293	,6
,4	6363	6433	6502	6572	6642	6712	6781	6851	6921	6990	,5
,5	7060	7130	7199	7269	7338	7407	7477	7547	7616	7685	,4
,6	7755	7824	7893	7962	8032	8101	8170	8239	8308	8377	,3
,7	8446	8515	8584	8653	8722	8791	8860	8929	8998	9067	,2
,8	9135	9204	9273	9341	9410	9479	9547	9616	9684	9753	,1
,9	9821	9890	9958	.0027	.0095	.0164	.0232	.0300	.0368	.0437	23,0
67,0	,92 0505	0573	0641	0709	0777	0845	0914	0982	1050	1117	,9
,1	1185	1253	1321	1389	1457	1525	1592	1660	1728	1796	,8
,2	1863	1931	1998	2066	2133	2201	2268	2336	2403	2471	,7
,3	2538	2605	2673	2740	2807	2875	2942	3009	3076	3143	,6
,4	3210	3277	3344	3411	3478	3545	3612	3679	3746	3813	,5
,5	3880	3946	4013	4080	4146	4213	4280	4346	4413	4480	,4
,6	4546	4613	4679	4745	4812	4878	4945	5011	5077	5143	,3
,7	5210	5276	5342	5408	5474	5541	5607	5673	5739	5805	,2
,8	5871	5937	6002	6068	6134	6200	6266	6332	6397	6463	,1
,9	6529	6594	6660	6725	6791	6857	6922	6988	7053	7118	22,0
68,0	7184	7249	7315	7380	7445	7510	7576	7641	7706	7771	,9
,1	7836	7901	7966	8031	8096	8161	8226	8291	8356	8421	,8
,2	8486	8551	8615	8680	8745	8810	8874	8939	9003	9068	,7
,3	9133	9197	9262	9326	9390	9455	9519	9584	9648	9712	,6
,4	9776	9841	9905	9969	.0033	.0097	.0161	.0226	.0290	.0354	,5
,5	,93 0418	0482	0545	0609	0673	0737	0801	0865	0928	0992	,4
,6	1056	1119	1183	1247	1310	1374	1437	1501	1564	1628	,3
,7	1691	1755	1818	1881	1945	2008	2071	2134	2198	2261	,2
,8	2324	2387	2450	2513	2576	2639	2702	2765	2828	2891	,1
,9	2954	3016	3079	3142	3205	3267	3330	3393	3455	3518	21,0
69,0	3580	3643	3705	3768	3830	3893	3955	4018	4080	4142	,9
,1	4204	4267	4329	4391	4453	4515	4578	4640	4702	4764	,8
,2	4826	4888	4950	5011	5073	5135	5197	5259	5321	5382	,7
,3	5444	5506	5567	5629	5691	5752	5814	5875	5937	5998	,6
,4	6060	6121	6182	6244	6305	6366	6427	6489	6550	6611	,5
,5	6672	6733	6794	6855	6916	6977	7038	7099	7160	7221	,4
,6	7282	7343	7404	7464	7525	7586	7646	7707	7768	7828	,3
,7	7889	7949	8010	8070	8131	8191	8252	8312	8372	8433	,2
,8	8493	8553	8613	8674	8734	8794	8854	8914	8974	9034	,1
,9	9094	9154	9214	9274	9334	9394	9454	9513	9573	9633	20,0
70,0	9693	9752	9812	9872	9931	9991	.0050	.0110	.0169	.0229	,9
,1	,94 0288	0348	0407	0466	0526	0585	0644	0703	0762	0822	,8
,2	0881	0940	0999	1058	1117	1176	1235	1294	1353	1412	,7
,3	1471	1529	1588	1647	1706	1764	1823	1882	1940	1999	,6
,4	2057	2116	2174	2233	2291	2350	2408	2467	2525	2583	,5
,5	2641	2700	2758	2816	2874	2932	2991	3049	3107	3165	,4
,6	3223	3281	3339	3396	3454	3512	3570	3628	3686	3743	,3
,7	3801	3859	3916	3974	4031	4089	4147	4204	4262	4319	,2
,8	4376	4434	4491	4548	4606	4663	4720	4777	4835	4892	,1
,9	4949	5006	5063	5120	5177	5234	5291	5348	5405	5462	19,0
71,0	5519	5575	5632	5689	5746	5802	5859	5916	5972	6029	,9
,1	6085	6142	6198	6255	6311	6368	6424	6480	6537	6593	,8
,2	6649	6705	6762	6818	6874	6930	6986	7042	7098	7154	,7
,3	7210	7266	7322	7378	7434	7490	7546	7601	7657	7713	,6
,4	7768	7824	7880	7935	7991	8046	8102	8157	8213	8268	,5
,5	8324	8379	8434	8490	8545	8600	8655	8711	8766	8821	,4
,6	8876	8931	8986	9041	9096	9151	9206	9261	9316	9371	,3
,7	9425	9480	9535	9590	9644	9699	9754	9808	9863	9918	,2
,8	9972	.0027	.0081	.0135	.0190	.0244	.0299	.0353	.0407	.0461	,1
,9	,95 0516	0570	0624	0678	0732	0786	0841	0895	0949	0003	18,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
72,0	,95 1057	1110	1164	1218	1272	1326	1380	1433	1487	1541	17°,9
,1	1594	1648	1702	1755	1809	1862	1916	1969	2023	2076	,8
,2	2129	2183	2236	2289	2343	2396	2449	2502	2555	2608	,7
,3	2661	2715	2768	2821	2874	2926	2979	3032	3085	3138	,6
,4	3191	3243	3296	3349	3402	3454	3507	3559	3612	3664	,5
,5	3717	3769	3822	3874	3927	3979	4031	4084	4136	4188	,4
,6	4240	4293	4345	4397	4449	4501	4553	4605	4657	4709	,3
,7	4761	4813	4865	4916	4968	5020	5072	5123	5175	5227	,2
,8	5278	5330	5382	5433	5485	5536	5588	5639	5690	5742	,1
,9	5793	5844	5896	5947	5998	6049	6100	6152	6203	6254	17,0
73,0	6305	6356	6407	6458	6509	6560	6610	6661	6712	6763	,9
,1	6814	6864	6915	6966	7016	7067	7117	7168	7219	7269	,8
,2	7319	7370	7420	7471	7521	7571	7622	7672	7722	7772	,7
,3	7822	7873	7923	7973	8023	8073	8123	8173	8223	8273	,6
,4	8323	8372	8422	8472	8522	8572	8621	8671	8721	8770	,5
,5	8820	8869	8919	8968	9018	9067	9117	9166	9215	9265	,4
,6	9314	9363	9412	9462	9511	9560	9609	9658	9707	9756	,3
,7	9805	9854	9903	9952	.0001	.0050	.0099	0147	.0196	.0245	,2
,8	,96 0294	0342	0391	0440	0488	0537	0585	0634	0682	0731	,1
,9	0779	0828	0876	0924	0973	1021	1069	1117	1165	1214	16,0
74,0	1262	1310	1358	1406	1454	1502	1550	1598	1646	1693	,9
,1	1741	1789	1837	1885	1932	1980	2028	2075	2123	2170	,8
,2	2218	2266	2313	2360	2408	2455	2503	2550	2597	2645	,7
,3	2692	2739	2786	2833	2880	2928	2975	3022	3069	3116	,6
,4	3163	3209	3256	3303	3350	3397	3444	3490	3537	3584	,5
,5	3630	3677	3724	3770	3817	3863	3910	3956	4003	4049	,4
,6	4095	4142	4188	4234	4281	4327	4373	4419	4465	4511	,3
,7	4557	4603	4649	4695	4741	4787	4833	4879	4925	4971	,2
,8	5016	5062	5108	5154	5199	5245	5291	5336	5382	5427	,1
,9	5473	5518	5564	5609	5654	5700	5745	5790	5835	5881	15,0
75,0	5926	5971	6016	6061	6106	6151	6196	6241	6286	6331	,9
,1	6376	6421	6466	6511	6555	6600	6645	6690	6734	6779	,8
,2	6823	6868	6912	6957	7001	7046	7090	7135	7179	7223	,7
,3	7268	7312	7356	7400	7445	7489	7533	7577	7621	7665	,6
,4	7709	7753	7797	7841	7885	7929	7973	8016	8060	8104	,5
,5	8148	8191	8235	8279	8322	8366	8409	8453	8496	8540	,4
,6	8583	8627	8670	8713	8757	8800	8843	8886	8929	8973	,3
,7	9016	9059	9102	9145	9188	9231	9274	9317	9360	9403	,2
,8	9445	9488	9531	9574	9616	9659	9702	9744	9787	9829	,1
,9	9872	9915	9957	9999	.0042	.0084	0127	.0169	.0211	.0253	14,0
76,0	,97 0296	0338	0380	0422	0464	0506	0549	0591	0633	0675	,9
,1	0716	0758	0800	0842	0884	0926	0968	1009	1051	1093	,8
,2	1134	1176	1217	1259	1301	1342	1384	1425	1466	1508	,7
,3	1549	1590	1632	1673	1714	1755	1797	1838	1879	1920	,6
,4	1961	2002	2043	2084	2125	2166	2207	2248	2288	2329	,5
,5	2370	2411	2451	2492	2533	2573	2614	2654	2695	2735	,4
,6	2776	2816	2857	2897	2937	2978	3018	3058	3099	3139	,3
,7	3179	3219	3259	3299	3339	3379	3419	3459	3499	3539	,2
,8	3579	3619	3659	3698	3738	3778	3817	3857	3897	3936	,1
,9	3976	4016	4055	4095	4134	4173	4213	4252	4291	4331	13,0
77,0	4370	4409	4449	4488	4527	4566	4605	4644	4683	4722	,9
,1	4761	4800	4839	4878	4917	4956	4994	5033	5072	5111	,8
,2	5149	5188	5227	5265	5304	5342	5381	5419	5458	5496	,7
,3	5535	5573	5611	5650	5688	5726	5764	5802	5841	5879	,6
,4	5917	5955	5993	6031	6069	6107	6145	6183	6220	6258	,5
,5	6296	6334	6371	6409	6447	6485	6522	6560	6597	6635	,4
,6	6672	6710	6747	6785	6822	6859	6897	6934	6971	7008	,3
,7	7046	7083	7120	7157	7194	7231	7268	7305	7342	7379	,2
,8	7416	7453	7490	7526	7563	7600	7637	7673	7710	7747	,1
,9	7783	7820	7856	7893	7929	7966	8002	8039	8075	8111	12,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
78°,0	,97 8148	8184	8220	8256	8293	8329	8365	8401	8437	8473	11°,9
,1	8509	8545	8581	8617	8653	8689	8724	8760	8796	8832	,8
,2	8867	8903	8939	8974	9010	9045	9081	9116	9152	9187	,7
,3	9223	9258	9294	9329	9364	9399	9435	9470	9505	9540	,6
,4	9575	9610	9645	9680	9715	9750	9785	9820	9855	9890	,5
,5	9925	9959	9994	.0029	.0064	.0098	.0133	.0168	.0202	.0237	,4
,6	,98 0271	0306	0340	0375	0409	0443	0478	0512	0546	0580	,3
,7	0615	0649	0683	0717	0751	0785	0819	0853	0887	0921	,2
,8	0955	0989	1023	1057	1091	1124	1158	1192	1225	1259	,1
,9	1293	1326	1360	1393	1427	1460	1494	1527	1561	1594	11,0
79,0	1627	1660	1694	1727	1760	1793	1826	1860	1893	1926	,9
,1	1959	1992	2025	2058	2090	2123	2156	2189	2222	2255	,8
,2	2287	2320	2353	2385	2418	2450	2483	2515	2548	2580	,7
,3	2613	2645	2678	2710	2742	2774	2807	2839	2871	2903	,6
,4	2935	2967	3000	3032	3064	3096	3127	3159	3191	3223	,5
,5	3255	3287	3318	3350	3382	3414	3445	3477	3508	3540	,4
,6	3571	3603	3634	3666	3697	3729	3760	3791	3823	3854	,3
,7	3885	3916	3947	3979	4010	4041	4072	4103	4134	4165	,2
,8	4196	4227	4257	4288	4319	4350	4381	4411	4442	4473	,1
,9	4503	4534	4564	4595	4625	4656	4686	4717	4747	4777	10,0
80,0	4808	4838	4868	4899	4929	4959	4989	5019	5049	5079	,9
,1	5109	5139	5169	5199	5229	5259	5289	5319	5348	5378	,8
,2	5408	5438	5467	5497	5526	5556	5589	5615	5645	5674	,7
,3	5703	5733	5762	5792	5821	5850	5879	5909	5938	5967	,6
,4	5996	6025	6054	6083	6112	6141	6170	6199	6228	6257	,5
,5	6286	6314	6343	6372	6401	6429	6458	6487	6515	6544	,4
,6	6572	6601	6629	6658	6686	6714	6743	6771	6799	6827	,3
,7	6856	6884	6912	6940	6968	6996	7024	7052	7080	7108	,2
,8	7136	7164	7192	7220	7248	7275	7303	7331	7359	7386	,1
,9	7414	7441	7469	7496	7524	7551	7579	7606	7634	7661	9,0
81,0	7688	7716	7743	7770	7797	7824	7852	7879	7906	7933	,9
,1	7960	7987	8014	8041	8068	8094	8121	8148	8175	8202	,8
,2	8228	8255	8282	8308	8335	8362	8388	8415	8441	8467	,7
,3	8494	8520	8547	8573	8599	8626	8652	8678	8704	8730	,6
,4	8756	8782	8809	8835	8861	8886	8912	8938	8964	8990	,5
,5	9016	9042	9067	9093	9119	9144	9170	9196	9221	9247	,4
,6	9272	9298	9323	9349	9374	9399	9425	9450	9475	9501	,3
,7	9526	9551	9576	9601	9626	9651	9676	9701	9726	9751	,2
,8	9776	9801	9826	9851	9876	9900	9925	9950	9974	9999	,1
,9	,99 0024	0048	0073	0097	0122	0146	0171	0195	0219	0244	8,0
82,0	0268	0292	0317	0341	0365	0389	0413	0437	0461	0485	,9
,1	0509	0533	0557	0581	0605	0629	0653	0677	0700	0724	,8
,2	0748	0772	0795	0819	0842	0866	0889	0913	0936	0960	,7
,3	0983	1007	1030	1053	1076	1100	1123	1146	1169	1192	,6
,4	1216	1239	1262	1285	1308	1331	1353	1376	1399	1422	,5
,5	1445	1468	1490	1513	1536	1558	1581	1604	1626	1649	,4
,6	1671	1694	1716	1738	1761	1783	1805	1828	1850	1872	,3
,7	1894	1917	1939	1961	1983	2005	2027	2049	2071	2093	,2
,8	2115	2137	2158	2180	2202	2224	2245	2267	2289	2310	,1
,9	2332	2353	2375	2397	2418	2439	2461	2482	2504	2525	7,0
83,0	2546	2567	2589	2610	2631	2652	2673	2694	2715	2736	,9
,1	2757	2778	2799	2820	2841	2862	2883	2903	2924	2945	,8
,2	2966	2986	3007	3027	3048	3068	3089	3109	3130	3150	,7
,3	3171	3191	3211	3232	3252	3272	3292	3312	3333	3353	,6
,4	3373	3393	3413	3433	3453	3473	3493	3512	3532	3552	,5
,5	3572	3592	3611	3631	3651	3670	3690	3709	3729	3748	,4
,6	3768	3787	3807	3826	3845	3865	3884	3903	3923	3942	,3
,7	3961	3980	3999	4018	4037	4056	4075	4094	4113	4132	,2
,8	4151	4170	4189	4207	4226	4245	4264	4282	4301	4319	,1
,9	4338	4356	4375	4393	4412	4430	4449	4467	4485	4504	6,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
84°,0	,99 4522	4540	4558	4576	4595	4613	4631	4649	4667	4685	5°,9
,1	4703	4721	4739	4757	4774	4792	4810	4828	4845	4863	,8
,2	4881	4898	4916	4933	4951	4969	4986	5003	5021	5038	,7
,3	5056	5073	5090	5107	5125	5142	5159	5176	5193	5210	,6
,4	5227	5244	5261	5278	5295	5312	5329	5346	5363	5379	,5
,5	5396	5413	5430	5446	5463	5479	5496	5513	5529	5546	,4
,6	5562	5578	5595	5611	5627	5644	5660	5676	5692	5709	,3
,7	5725	5741	5757	5773	5789	5805	5821	5837	5853	5869	,2
,8	5884	5900	5916	5932	5947	5963	5979	5994	6010	6026	,1
,9	6041	6057	6072	6087	6103	6118	6134	6149	6164	6179	5,0
85,0	6195	6210	6225	6240	6255	6270	6285	6300	6315	6330	,9
,1	6345	6360	6375	6390	6405	6419	6434	6449	6464	6478	,8
,2	6493	6507	6522	6537	6551	6566	6580	6594	6609	6623	,7
,3	6637	6652	6666	6680	6694	6709	6723	6737	6751	6765	,6
,4	6779	6793	6807	6821	6835	6848	6862	6876	6890	6904	,5
,5	6917	6931	6945	6958	6972	6985	6999	7012	7026	7039	,4
,6	7053	7066	7079	7093	7106	7119	7133	7146	7159	7172	,3
,7	7185	7198	7211	7224	7237	7250	7263	7276	7289	7302	,2
,8	7314	7327	7340	7353	7365	7378	7391	7403	7416	7428	,1
,9	7441	7453	7466	7478	7490	7503	7515	7527	7540	7552	4,0
86,0	7564	7576	7588	7600	7613	7625	7637	7649	7660	7672	,9
,1	7684	7696	7708	7720	7732	7743	7755	7767	7778	7790	,8
,2	7801	7813	7825	7836	7847	7859	7870	7882	7893	7904	,7
,3	7916	7927	7938	7949	7960	7972	7983	7994	8005	8016	,6
,4	8027	8038	8049	8059	8070	8081	8092	8103	8113	8124	,5
,5	8135	8145	8156	8167	8177	8188	8198	8209	8219	8229	,4
,6	8240	8250	8260	8271	8281	8291	8301	8312	8322	8332	,3
,7	8342	8352	8362	8372	8382	8392	8402	8411	8421	8431	,2
,8	8441	8450	8460	8470	8479	8489	8499	8508	8518	8527	,1
,9	8537	8546	8555	8565	8574	8583	8593	9602	8611	8620	3,0
87,0	8630	8639	8648	8657	8666	8675	8684	8693	8702	8711	,9
,1	8719	8728	8737	8746	8754	8763	8772	8780	8789	8798	,8
,2	8806	8815	8823	8832	8840	8848	8857	8865	8873	8882	,7
,3	8890	8898	8906	8914	8923	8931	8939	8947	8955	8963	,6
,4	8971	8978	8986	8994	9002	9010	9018	9025	9033	9041	,5
,5	9048	9056	9063	9071	9078	9086	9093	9101	9108	9116	,4
,6	9123	9130	9137	9145	9152	9159	9166	9173	9180	9187	,3
,7	9194	9201	9208	9215	9222	9229	9236	9243	9249	9256	,2
,8	9263	9270	9276	9283	9289	9296	9303	9309	9316	9322	,1
,9	9328	9335	9341	9347	9354	9360	9366	9372	9379	9385	2,0
88,0	9391	9397	9403	9409	9415	9421	9427	9433	9439	9444	,9
,1	9450	9456	9462	9467	9473	9479	9484	9490	9496	9501	,8
,2	9507	9512	9517	9523	9528	9534	9539	9544	9549	9555	,7
,3	9560	9565	9570	9575	9580	9585	9590	9595	9600	9605	,6
,4	9610	9615	9620	9625	9629	9634	9639	9643	9648	9653	,5
,5	9657	9662	9666	9671	9675	9680	9684	9689	9693	9697	,4
,6	9701	9706	9710	9714	9718	9722	9727	9731	9735	9739	,3
,7	9743	9747	9750	9754	9758	9762	9766	9770	9773	9777	,2
,8	9781	9784	9788	9792	9795	9799	9802	9806	9809	9812	,1
,9	9816	9819	9822	9826	9829	9832	9835	9838	9842	9845	1,0
89,0	9848	9851	9854	9857	9860	9863	9865	9868	9871	9874	,9
,1	9877	9879	9882	9885	9887	9890	9893	9895	9898	9900	,8
,2	9903	9905	9907	9910	9912	9914	9917	9919	9921	9923	,7
,3	9925	9927	9930	9932	9934	9936	9938	9940	9941	9943	,6
,4	9945	9947	9949	9951	9952	9954	9956	9957	9959	9960	,5
,5	9962	9963	9965	9966	9968	9969	9971	9972	9973	9974	,4
,6	9976	9977	9978	9979	9980	9981	9982	9983	9984	9985	,3
,7	9986	9987	9988	9989	9990	9990	9991	9992	9993	9993	,2
,8	9994	9995	9995	9996	9996	9997	9997	9997	9998	9998	,1
,9	9998	9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999	0,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

MANUEL

DE L'INGÉNIEUR

DES PONTS ET CHAUSSÉES

PARIS — IMP. SIMON RAÇON ET COMP., RUE D'ERFURTH, 1.

MANUEL

DE L'INGÉNIEUR

DES PONTS ET CHAUSSÉES

RÉDIGÉ

CONFORMÉMENT AU PROGRAMME

ANNEXÉ AU DÉCRET DU 7 MARS 1868

RÉGLANT L'ADMISSION DES CONDUCTEURS DES PONTS ET CHAUSSÉES
AU GRADE D'INGÉNIEUR

PAR

A. DEBAUVE

INGÉNIEUR DES PONTS ET CHAUSSÉES

11e FASCICULE

Ponts et viaducs en bois et en métal

PARIS

DUNOD, ÉDITEUR

LIBRAIRE DES CORPS DES PONTS ET CHAUSSÉES ET DES MINES

49, QUAI DES AUGUSTINS, 49

1874

PROGRAMME

PONTS ET VIADUCS EN BOIS ET EN MÉTAL

3. Ponts en charpente. — Fermes en bois composées de pièces droites. — Arcs formés de pièces posées de champ, de pièces posées à plat. — Système américain.

Résistance des poutres tirées ou comprimées dans le sens de leur longueur, fléchies par des forces transversales, soumises à des forces de direction quelconque. — Flexion et résistance de pièces courbes.

Construction sur piles et culées en maçonnerie, sur palées ; brise-glace — Levage des fermes. — Plancher, chaussée; garde-corps.

4. Ponts et viaducs en fer et en fonte. — Différents systèmes de fermes en fer forgé ou en tôle. — Résistance d'une ferme droite en tôle.

Poutres droites en fonte. — Fermes en fonte avec arcs inférieurs, composés de voussoirs, de panneaux pleins ou évidés. — Entretoises, contrevents; remplissage des tympans.

Construction sur piles en maçonnerie; sur piliers en fonte. — Sujétion imposée par les conditions de la fonte au tracé des pièces. — Modes d'assemblage. — Levage des fermes. — Ajustage et calage.

Plancher, chaussée, garde-corps.

Plaques et rouleaux de friction.

5. Ponts suspendus. — Détermination des courbes qu'affectent les câbles d'un pont suspendu. — Longueur des câbles ou des chaînes de suspension et de retenue des tiges verticales de suspension.

Résistance par millimètre carré des câbles en fil de fer ou des barres en fer forgé; calcul de la section des câbles ou chaînes et des tiges de suspension.

Disposition des câbles ou chaînes. — Passage sur les piliers. — Amarrage sur les piles. — Haubans. — Amarrage dans les puits. — Formes et dimensions des puits. — Résistances des piliers et des culées.

Fabrication des câbles en fil de fer. — Ajustement des chaînes en fer forgé. — Levage et pose. — Tablier; garde-corps.

Épreuve et réception. — Visites et vérifications.

6. Ponts mobiles. — Ponts levis. — Pont tournant. — Pont roulant. — Pont basculant.

PONTS ET VIADUCS EN BOIS ET EN MÉTAL

TABLE DES MATIÈRES

CHAPITRE I[er].

Formules de résistance des matériaux. — Données pratiques.

Mise en place des ponts métalliques.

CHAPITRE IV.

Ponts en arcs métalliques.

1° PONTS EN FONTE.

2° PONTS EN FER.

CHAPITRE V.

Ponts suspendus.

Description de quelques ponts suspendus.

PONTS ET VIADUCS

EN BOIS ET EN MÉTAL

CHAPITRE PREMIER

FORMULES DE RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX. — DONNÉES PRATIQUES.

Généralités. — Dans l'application de la résistance des matériaux aux ponts en bois ou en métal, on n'a jamais à résoudre que l'un ou l'autre des deux problèmes suivants :

1° Étant donné une ferme de pont, de forme et de poids connus, calculer la surcharge qui peut lui être imposée sans porter atteinte à la sécurité; calculer en outre, la déformation produite par la surcharge;

2° Inversement, étant donné, en grandeur et en position, la charge qu'il s'agit de supporter, calculer les dimensions de la ferme, à laquelle cette surcharge est superposée de manière à satisfaire aux exigences de la sécurité; calculer en outre la déformation correspondante.

Dans le premier problème, le point principal est la détermination de la valeur de la surcharge possible, dans le second, c'est la détermination des dimensions des pièces qui composent la ferme.

L'étude de la déformation, quoique importante, est cependant accessoire dans la pratique; aussi nous contenterons-nous de donner les formules qui s'y rapportent sans les développer.

A la fin de notre cours de mécanique, nous avons exposé les principes élémentaires de la résistance des matériaux, et nous en avons fait l'application aux organes des machines; il est indispensable de reproduire ici ces principes.

La solution exacte des problèmes de résistance exigerait la connaissance absolue de la physique moléculaire. Si l'on arrivait à déterminer pour chaque molécule les efforts qui la sollicitent, on pourrait la considérer comme isolée et calculer son mouvement, indépendamment des molécules voisines. Le mouvement de chaque molécule étant connu, la déformation totale se trouverait par là déterminée.

Malheureusement, la théorie moléculaire est trop peu avancée pour qu'il soit possible d'entrer dans la voie précédente qui, dès l'abord, se présente comme

hérissée de difficultés. Aussi, dans les traités pratiques faut-il recourir à une méthode plus simple, basée sur des résultats expérimentaux et sur des hypothèses plausibles.

De la sorte, ce n'est point l'exactitude mathématique qu'on obtient, et il ne faut jamais attacher aux résultats des calculs de résistance plus de précision qu'ils n'en comportent.

Ce sont des renseignements précieux qui, en général, s'écartent peu de la vérité et qui fournissent une approximation bien suffisante dans la pratique.

1° RÉSISTANCE DES PIÈCES DROITES.

Des diverses espèces de déformations. — On distingue plusieurs espèces de déformations simples des corps prismatiques :

1° L'extension des corps prismatiques ; c'est l'allongement que ces corps subissent sous l'influence d'une force dirigée suivant leur axe ;

2° La compression des mêmes corps, c'est l'inverse de l'extension;

3° Le cisaillement ou glissement transversal ; imaginez une section transversale d'un corps et deux forces parallèles à cette section, dirigées en sens contraire et agissant l'une à droite, l'autre à gauche de la section, il tend à se produire un glissement dans le plan de la section, c'est-à-dire normalement aux fibres, c'est ce qu'on appelle le cisaillement;

4° Il y a flexion, lorsque les plans de deux sections transversales ne font plus entre eux le même angle qu'auparavant, l'intersection de ces deux plans étant restée parallèle à elle-même ;

5° Il y a torsion, lorsque les plans de deux sections transversales parallèles ont tourné, l'un par rapport à l'autre, d'un certain angle autour de leur perpendiculaire commune.

En général un corps n'est pas soumis seulement à l'une de ces déformations simples; plusieurs déformations, telles que la flexion et la torsion, coexistent et produisent une déformation complexe, dans laquelle il faut rechercher les mouvements élémentaires.

De l'extension des corps prismatiques. — On comprend sans peine comment on peut arriver à découvrir la loi expérimentale de l'extension : on place verticalement une tige prismatique, que l'on encastre solidement par le haut dans une mâchoire inébranlable, et dans l'axe de laquelle on fait agir par le bas des poids placés sur un plateau de balance.

A chaque poids correspond un allongement; on réunit dans un tableau et en regard les uns des autres les poids et les allongements correspondants, et l'on cherche une formule algébrique qui comprenne les résultats de ce tableau, ou bien encore on les représente par une courbe plane à coordonnées rectangulaires.

C'est à Wertheim que l'on doit les principales expériences sur l'extension. Les allongements se mesurent en marquant sur la tige prismatique deux repères très-fins, que l'on observe au cathétomètre ; on arrive ainsi à connaître à chaque instant la distance des deux repères et par suite l'allongement de la tige par mètre de longueur.

De ces expériences résultent les lois suivantes :

1° L'allongement (l) d'une tige prismatique est proportionnel à la longueur L de cette tige;

2° Il est proportionnel aussi à la charge P qui agit suivant l'axe;

3° Il est inversement proportionnel à la section S de la tige;

4° Il est inversement proportionnel à un coefficient E, appelé coefficient d'élasticité longitudinale; ce coefficient est caractéristique pour chaque substance et mesure la plus ou moins grande faculté d'extension que la substance possède.

Les lois de l'extension sont donc résumées dans la formule

$$l=\frac{E.P}{S.E}.$$

Coefficient d'élasticité. — Quand on dit que le coefficient d'élasticité est constant pour une substance donnée, on veut parler d'une substance toujours identique à elle-même et prise dans les mêmes conditions physiques. En réalité, le coefficient d'élasticité des substances, le fer par exemple, varie avec la structure moléculaire et la température de chaque échantillon.

Toutefois les variations sont assez peu importantes pour qu'on puisse les négliger dans la pratique et adopter un coefficient moyen d'élasticité.

Limite d'élasticité. — Les lois de l'extension sont empiriques, et, comme toutes les lois empiriques, elles ne sont applicables qu'entre certaines limites. Les lois véritables sont beaucoup plus complexes, et ne se réduisent pas à des relations du premier degré. Mais la formule précédente satisfait parfaitement aux résultats de l'expérience dans les conditions usuelles.

Voici ce qui se passe, lorsqu'on soumet un prisme à des tractions croissantes:

Le prisme s'allonge peu à peu et finit par se rompre, lorsque la traction atteint une valeur qui dépend de la nature du prisme.

Tant que les tractions sont faibles et ne dépassent point le tiers de celle qui détermine la rupture, les allongements varient proportionnellement à la charge. Ces allongements ne sont point permanents, ils disparaissent avec la traction qui les a produits, et, lorsqu'on supprime cette traction, les prismes reprennent leur longueur initiale.

Ce retour à la longueur initiale est dû à l'élasticité de la matière, et l'on appelle limite d'élasticité la charge pour laquelle les allongements commencent à devenir permanents.

En réalité, quelque faible que soit la traction, il y a toujours allongement permanent ainsi qu'on l'a trouvé par des expériences très-précises; mais, jusqu'à la limite d'élasticité, l'allongement permanent est peu sensible et l'on peut n'en pas tenir compte.

Ainsi, pour le fer, il n'y a guère d'allongement permanent, que lorsque la traction atteint la moitié de la charge de rupture.

Or, jamais, dans la pratique, on ne fait travailler le fer au tiers de la charge de rupture : les allongements permanents ne sont donc jamais à craindre et l'on peut toujours appliquer les lois simples de l'extension.

Il est à remarquer que l'allongement, dû à l'extension, est toujours accompagné d'une diminution de la section transversale et d'un accroissement de volume; ces phénomènes sont d'importance secondaire, et il est rare qu'on s'en occupe.

La durée de la traction influe aussi sur l'allongement; en général, celui-ci augmente peu à peu avec le temps, et semble tendre vers une limite déterminée pour une charge donnée. Cette circonstance n'est point à négliger dans les constructions.

La formule qui donne l'allongement

$$l=\frac{P.L}{S.E}.$$

se met souvent sous une forme plus simple :

$$E=\frac{P}{S}:\frac{l}{L}=\frac{p}{\gamma}.$$

Ce qui peut s'énoncer ainsi :

Le coefficient d'élasticité est le rapport constant qui existe entre la charge rapportée à l'unité de surface et l'allongement rapporté à l'unité de longueur.

D'où ces règles simples :

L'allongement par mètre courant est le quotient de la charge par mètre carré par le coefficient d'élasticité.

La charge par mètre carré est le produit de l'allongement par mètre courant par le coefficient d'élasticité.

TABLEAU DES COEFFICIENTS D'ÉLASTICITÉ DE DIVERSES SUBSTANCES, PRIS AU-DESSOUS DE LA LIMITE D'ÉLASTICITÉ.

Fer forgé	20,200,000,000 ou $2,02\times10^{10}$
Fil de fer	$2,18\times10^{10}$
Tôle ordinaire	$1,80\times10^{10}$
Fonte de Fer	$1,20\times10^{10}$ à 3×10^{9}
On peut adopter en moyenne, d'après Hodgkinson, la valeur	9×10^{9}
Chêne, pin-sapin, mélèze	1,250,000,000 ou $1,25\times10^{9}$

Nous avons dit que, pour certaines substances, le coefficient d'élasticité était très-variable; la fonte en est un exemple frappant. Au grand pont de fonte de Tarascon, MM. Desplaces et Collet-Meygret ont fait de nombreuses expériences et n'ont cru pouvoir adopter pour des pièces de fonte de grande dimension transversale que le coefficient 6×10^{9}.

Les pièces de fonte épaisses sont, en effet, dépourvues d'homogénéité; lors du coulage, la surface se refroidit plus vite que l'intérieur, et subit une sorte de trempe qui lui donne une grande dureté ; l'intérieur, au contraire, se refroidit lentement et ne peut se contracter librement, à moins qu'il ne se forme des cavités.

Suivant l'épaisseur de la pièce de fonte, on aura donc un métal moyen de qualité variable, et l'on devra adopter un coefficient d'élasticité variable. Pour des pièces minces, ce coefficient pourra être élevé et atteindre $1,2\times10^{10}$; pour des pièces larges, il devra descendre jusqu'à 6×10^{9}.

Toutes les fois qu'une tige prismatique est soumise à une traction suivant son axe, il y a allongement permanent ; mais pour le fer, par exemple, cet allongement n'est permanent que lorsque la traction dépasse 15 kilogrammes par centimètre carré.

On n'en arrive jamais là dans la pratique.

En somme, on peut admettre, pour les calculs de la pratique, que les lois de l'extension, et particulièrement la proportionnalité des allongements aux charges, sont parfaitement exactes. Mais il faut se garder d'appliquer les formules fournies par ces lois à des cas pour lesquels ces lois ne sont plus vraies, c'est-à-dire au delà de la limite d'élasticité.

Il ne faut pas oublier que dans les formules l'unité de force est le kilogramme

et l'unité de surface le mètre carré. Certains auteurs prennent pour unité le centimètre carré; c'est beaucoup plus commode et on se familiarise rapidement avec cet usage qui demande toutefois un peu d'attention.

Dans le cas où on adopterait le centimètre carré pour unité, il faudrait diviser par 10,000 ou 10^4 les nombres du tableau précédent; il en résulte une notable simplification.

Résistance des divers corps à la rupture par extension. — Nous venons de faire l'étude de l'extension pour des charges qui ne dépassent pas la limite d'élasticité; lorsque les charges sont plus considérables et vont sans cesse en augmentant, la proportionnalité des allongements aux charges n'existe plus, les allongements permanents augmentent, la substance se désagrége, et il arrive un moment où sa résistance est vaincue par la charge. C'est alors que la rupture se produit.

L'aspect des surfaces de rupture varie avec la constitution moléculaire des substances.

La fonte de fer s'allonge sans cesse, à mesure que la charge augmente; la rupture se produit tout d'un coup sans être annoncée par aucun phénomène; les surfaces de rupture sont presque planes, d'un aspect cristallin. Il en est de même de la fonte d'acier.

Le fer forgé, soumis à la traction, voit sa section s'amincir de plus en plus en un endroit donné, et la rupture arrive, lorsque l'amincissement a atteint une certaine limite; dans la cassure la structure fibreuse est parfaitement accusée.

Les bois à grosses fibres, comme le sapin, s'allongent d'abord; quand on approche de la rupture, on entend parfaitement la désorganisation intérieure se produire, certaines fibres se rompent bruyamment, les craquements augmentent sans cesse jusqu'à ce que la rupture arrive. Les surfaces de séparation montrent les restes des grosses fibres isolées et saillantes.

Cet effet ne se produit pas dans les bois à petites fibres serrées; la rupture est brusque, et la constitution fibreuse n'est guère accusée par la cassure; les dentelures sont peu profondes.

Charges de ruptures. — Les charges de ruptures sont indépendantes de la longueur des prismes et proportionnelles à leur section transversale. Ces charges sont constantes pour une substance donnée, prise dans des conditions identiques.

Pour caractériser une substance, il suffit donc de connaître quel est, par centimètre carré de section transversale, le poids qui détermine la rupture.

L'expérience est facile à faire; en voici les résultats que nous avions eu déjà l'occasion de citer dans une autre partie de l'ouvrage :

Fil de fer. . .	50 à 90 kil.,	ordinairement	70 kil.,	par	millimètre carré.
Fer en barres.	25 à 60	—	40	—	—
Tôle de fer.. .	35 à 40	—	36	—	—
Fonte de fer. .	9 à 15	—	—	—	—

Voici les résultats pour les bois :

Dans ses expériences, Barlow avait trouvé :

Sapin.	857	kil. par	centimètre carré.
Frêne.	1200	—	—
Hêtre.	800	—	—
Chêne.	730	—	—
Teak..	1060	—	—
Buis..	1400	—	—
Poirier..	700	—	—
Acajou..	565	—	—

Mais la résistance varie avec les divers échantillons d'une même essence, avec les pays, avec les dimensions de la pièce, etc., et l'on peut prendre pour le pin et le chêne 750 kilogrammes.

Pour le sapin du Nord. . .	600 à 900
Pour le sapin des Vosges. .	400

Lorsqu'on a à exécuter un travail important avec des matériaux de provenance déterminée, il sera toujours plus sage de se livrer à une série d'expériences sur ces matériaux mêmes, afin de déterminer directement les coefficients d'élasticité et les charges de rupture qu'il convient d'adopter.

Coefficient de sécurité. — Il est clair que dans la pratique, on ne doit point imposer aux matériaux des tractions même voisines de la charge de rupture, car, avec le temps, ces tractions suffiraient à désagréger les pièces mises en œuvre, et l'on n'obtiendrait du reste qu'une stabilité douteuse, incapable de subsister avec une mince surcharge accidentelle.

Les constructeurs ont donc été amenés à adopter une limite de charge qu'il ne fallait point dépasser dans la pratique.

Pour le fer, on prend le $\frac{1}{6}$ de la charge de rupture; cette fraction $\frac{1}{6}$ est ce qu'on appelle le coefficient de sécurité.

Pour les autres substances, il convient d'adopter comme coefficient de sécurité, le $\frac{1}{10}$ de la charge de rupture, c'est-à-dire que ces substances ne doivent pas être soumises à une traction supérieure au $\frac{1}{10}$ de celle qui déterminerait leur rupture.

Ces coefficients de sécurité sont consacrés par l'expérience; ils donnent une solidité suffisante sans entraîner une dépense exagérée de matière. Du tableau ci-dessus, il résulte que la résistance du fer à la rupture est d'environ 36 kilogrammes par millimètre carré.

Avec le coefficient de sécurité $\frac{1}{6}$, c'est une charge maxima de 6 kilogrammes par millimètre carré qu'il est permis d'imposer au fer. Cette charge maxima de 6 kilogrammes est, en effet, prescrite par les règlements pour le fer et la tôle.

Les mêmes règlements prescrivent de ne soumettre la fonte qu'à des tractions égales au plus à 1 kilogramme par millimètre carré; ici, le coefficient de sécurité est bien inférieur à $\frac{1}{6}$; mais la constitution de la fonte est tellement variable, et celle-ci résiste d'une manière si peu régulière à l'extension, qu'on a cru sage de réduire à 1 kilogramme par millimètre carré la charge maxima qu'il convenait de lui imposer d'une manière continue.

La résistance de certains métaux, tels que le fer, varie-t-elle avec le temps dans certaines conditions? On l'a affirmé, et l'on a dit que le fer fibreux soumis à des trépidations continues, comme dans les essieux de wagons, changeait de constitution moléculaire et passait à l'état cristallin en perdant une partie de sa résistance à la rupture. Cette affirmation est plutôt théorique que pratique, car elle n'a pas été absolument justifiée par l'expérience.

De la compression des corps prismatiques — Un corps prismatique soumis à une compression suivant son axe, se raccourcit, et si l'on cherche la loi qui lie les raccourcissements aux charges et à la section, tant qu'il ne s'agit que de prismes de faible longueur non-susceptibles de fléchir, on reconnaît que ces lois sont les mêmes que celles de l'extension.

Le raccourcissement (l) est proportionnel à la longueur L du prisme, à la charge P, inversement proportionnel à la section S et au coefficient E′, caractéristique

pour chaque substance, ce qui se résume par la formule :

$$l=\frac{LP}{S.E'} \text{ ou } E'=\frac{P}{S}:\frac{l}{L}$$

Le coefficient d'élasticité à la compression E' est le rapport constant qui existe entre la charge rapportée à l'unité de surface et le raccourcissement rapporté à l'unité de longueur.

Cette formule n'est applicable que dans certaines limites, tant que la compression n'a point dépassé ce qu'on appelle la limite d'élasticité ; dans ces conditions, le prisme reprend à peu près sa forme primitive lorsque la compression a cessé d'agir, et il ne se produit que des raccourcissements permanents insensibles. Au delà de la limite d'élasticité, qui correspond pour le fer à une charge de 15 à 18 kilogrammes par millimètre carré, les allongements permanents augmentent, et les coefficients E' varient suivant une loi irrégulière. Ceci n'a pas d'importance, car dans la pratique, on reste toujours en deçà de la limite d'élasticité; mais il faut toujours avoir soin d'appliquer les formules dans les limites pour lesquelles elles sont vraies. Faute d'y avoir songé, on est arrivé plus d'une fois à des résultats absurdes.

Les expériences destinées à déterminer le coefficient E' sont peu nombreuses : pour le fer, ce coefficient E' est environ les $\frac{4}{5}$ du coefficient E relatif à l'extension. La différence entre les deux coefficients est moins grande pour la fonte.

Ces différences ont du reste été peu étudiées; elles sont sans grande importance dans la pratique. Généralement on suppose égaux les deux coefficients E et E'.

Charges de rupture à la compression. — Les charges de rupture à la compression dépendent essentiellement de la longueur des prismes. En effet, on ne saisit pas tout d'abord comment la rupture peut se produire lorsque la compression est bien dans l'axe des fibres. Lorsque la tige soumise à l'effort possède une grande longueur, il se produit une flexion qui détermine une rupture par extension : mais si la flexion ne peut se produire, la compression détermine une expansion latérale, une sorte de dilatation qui tend à séparer les molécules voisines; et, en effet, il arrive un moment où la séparation se produit, la matière s'écrase.

Nous devons donc, dans la rupture par compression, distinguer deux cas :

1° Le prisme comprimé est trop court pour que la flexion se produise;

2° Le prisme comprimé, a, relativement à sa largeur, une longueur assez grande pour que la flexion soit possible.

1° S'il s'agit d'un prisme court, d'apparence cubique, la charge de rupture est proportionnelle à la section, mais elle est indépendante de la longueur.

Pour le fer en général (fer forgé, fil de fer), la résistance à la rupture par compression est les $\frac{2}{3}$ de la résistance à la rupture par extension. Cependant, on admet en pratique que la résistance est la même, et, faisant application du même coefficient de sécurité, $\frac{1}{6}$, on adopte pour la charge maxima à imposer au fer par millimètre carré de section transversale, 6 kilogrammes. C'est le nombre prescrit par les règlements.

Pour la fonte, la résistance à la rupture par compression est bien supérieure à la résistance, à la rupture par extension ; elle est, d'après Hodgkinson, de 5,5 fois la résistance à l'extension, soit en moyenne 63 kilogrammes par millimètre carré de section.

Vu le défaut d'homogénéité de la fonte, les règlements administratifs ont cru

prudent d'adopter pour la fonte un très-faible coefficient de sécurité, et ont prescrit de ne faire travailler la fonte à la compression qu'à 5 kilogrammes par millimètre carré, lorsqu'il s'agit de pièces de pont.

Pour le chêne la résistance à la compression est les $\frac{2}{3}$ de sa résistance à l'extension soit 2/3.800 kilogrammes ou 533 kilogrammes par centimètre carré. Pour le pin et le sapin, et pour les bois blancs en général, la résistance à la rupture par compression n'est que la moitié de la résistance à l'extension, soit 400 à 500 kilogrammes par centimètre carré.

De ces nombres résulte ceci :

Au point de vue de la résistance, on doit faire en chêne les pièces soumises à la compression, et en sapin les pièces soumises à des extensions. On ne suit pas toujours cette règle, parce qu'on fait intervenir la question de durée ou la question de dépense.

2° Lorsque la longueur du prisme augmente par rapport à sa largeur, la résistance diminue très-rapidement, parce qu'il se produit une flexion de la tige prismatique, qui devient alors une sorte de ressort en arc de cercle soumis à un effort dirigé suivant sa corde.

La théorie mathématique de ce phénomène a été faite ; mais elle est assez complexe et assez peu pratique pour qu'il soit inutile de la donner ici. Il faut, en somme, se contenter des résultats d'expériences que nous avons relatées en traitant de l'exécution des travaux.

Les observations les plus complètes et les plus intéressantes sont dues à Hodgkinson, dont le Mémoire a été traduit par M. l'Ingénieur des ponts et chaussées Pirel. Nous en avons donné des extraits et nous rappellerons les principaux résultats :

Une colonne en fonte, dont la longueur varie de 0 à 5 fois le diamètre, se rompt toujours par écrasement simple.

Lorsque la longueur est comprise entre 5 et 25 fois le diamètre, le phénomène de la rupture est mixte ; il y a à la fois écrasement simple et flexion. Enfin, quand la longueur dépasse 25 fois le diamètre, c'est toujours par flexion que la rupture se produit.

Dès que la flexion a commencé, elle tend à s'accroître rapidement même pour une faible augmentation de la compression.

Lorsque les extrémités des colonnes sont encastrées, la résistance est trois fois plus forte que lorsqu'elles sont arrondies : aussi constitue-t-on l'encastrement en haut et en bas au moyen de chapiteaux et d'embases solidement boulonnées.

A égalité de matière employée, il est avantageux de donner à la colonne une forme renflée au milieu : on augmente la résistance de $\frac{1}{4}$ ou de $\frac{1}{3}$; cela se comprend, car on doit rendre la flexion moins facile.

A égalité de matière, les colonnes creuses résistent beaucoup mieux que les colonnes pleines : la fonte, coulée sur une moindre épaisseur, s'est mieux trempée, et l'accroissement du diamètre total rend la flexion moins facile. Il est indispensable que la colonne creuse soit d'épaisseur bien uniforme, sans quoi la résistance serait illusoire.

Voici, d'après M. Lowe, les formules qui donnent les charges de rupture pour les colonnes pleines en fer et en fonte :

Colonnes en fonte. . . . . $N = \dfrac{N'}{1,45 + 0,00337 \left(\dfrac{l}{d}\right)^2}$

Colonnes en fer. . . . . $N = \dfrac{N'}{1{,}55 + 0{,}0005\left(\dfrac{l}{d}\right)^2}$

Dans les formules N est la charge réelle de rupture, N' la charge de rupture correspondant à la section de la colonne s'il y avait compression simple, quantité que nous avons fixée plus haut, (*l*) la hauteur de la colonne, et (*d*) son diamètre.

Ces formules ne sont applicables qu'autant que la hauteur est au moins égale à 20 fois le diamètre.

Elles montrent que, si les colonnes en fonte sont plus résistantes que celles en fer dans les cas ordinaires, elles le sont moins au contraire lorsque la hauteur devient très-grande par rapport au diamètre; la colonne en fer est alors plus résistante.

Le phénomène que nous venons de constater pour les colonnes en fonte et pour les colonnes en fer est vrai aussi pour les colonnes ou poteaux en bois.

Ainsi Rondelet a reconnu :

1° Que la résistance ne diminue pas sensiblement pour un prisme dont la hauteur ne dépasse pas sept à huit fois la largeur de la base ;

2° Qu'une pièce de bois peut céder en pliant dès que sa hauteur est égale à 10 fois le côté de sa base ;

3° Que, dès que la hauteur est égale à 16 fois le côté de la base, la rupture ne se fait plus que par flexion.

Le même auteur a résumé ses expériences par le tableau suivant :

Pour une pièce dont	la hauteur est égale au	côté de la base,	la résistance est. . .		1
—	—	12 fois le	—	—	$\frac{5}{6}$
—	—	24 —	—	—	$\frac{1}{2}$
—	—	36 —	—	—	$\frac{1}{3}$
—	—	48 —	—	—	$\frac{1}{6}$
—	—	60 —	—	—	$\frac{1}{12}$
—	—	72 —	—	—	$\frac{1}{24}$

Si l'on a, par exemple, un excellent chêne, ne s'écrasant que sous une charge de 500 kilogrammes par centimètre carré et qu'on adopte pour coefficient de sécurité $\frac{1}{10}$, on pourra faire porter à un cube de ce bois de chêne 50 kilogrammes par centimètre carré.

Si la hauteur est	12 fois le côté de base,	on ne pourra plus	faire porter que	41^k	par c. q.
—	24	—	—	25	—
—	36		—	17	—
—	48	—	—	8	—
—	60	—	—	4	—
—	72	—	—	2	—

En général, il conviendra de partir, pour le bois de chêne ordinaire, d'une résistance à la rupture égale seulement à 400 kilogrammes par centimètre carré; mais s'il s'agit de travaux provisoires, on pourra bien augmenter les coefficients de sécurité et prendre par exemple $\frac{1}{7}$ au lieu de $\frac{1}{10}$.

Il serait facile de traduire en formule ou en courbe le tableau que nous venons de donner; mais, tel qu'il est, il se présente sous une forme très-simple et suffit bien pour le calcul.

Si nous en revenons aux formules de M. Lowe pour les colonnes en fonte ou en fer, et si nous voulons avoir la charge P qu'on peut leur imposer sans danger, elle résultera des formules :

$$(1) \qquad P = \frac{P'}{1,45 + 0,00337\left(\frac{l}{d}\right)^2} \text{ pour les colonnes en fonte.}$$

$$(2) \qquad P = \frac{P'}{1,55 + 0,0005\left(\frac{l}{d}\right)^2} \text{ pour les colonnes en fer.}$$

Le nombre P′ est la charge que l'on pourrait faire supporter sans danger à un prisme de faible hauteur ayant même section que la colonne, c'est-à-dire que P′ est le produit de la section horizontale du métal par sa résistance à la rupture et par le coefficient de sécurité.

Colonnes creuses. — D'après Hodgkinson, la résistance d'une colonne creuse s'obtient très-facilement : elle est égale à la différence entre la résistance de la colonne supposée pleine et la résistance d'une colonne hypothétique qui aurait même diamètre que le vide intérieur.

La charge que l'on peut imposer sans danger à une colonne creuse s'obtiendra donc en prenant la différence de deux formules (1), dans lesquelles on aura choisi respectivement pour valeur de (d) d'abord le diamètre extérieur, puis le diamètre intérieur de la colonne.

La formule nous apprend que pour une résistance égale, la section de la colonne creuse est moindre que la section de la colonne pleine; il y a donc économie de matière à adopter la colonne creuse. Cela se conçoit, si l'on remarque que la flexion est beaucoup moins facile avec une colonne creuse qu'avec une colonne pleine, la matière résistante se trouvant plus éloignée de l'axe vertical de la pièce.

La colonne creuse en fonte possède cet autre avantage que le métal a moins d'épaisseur, qu'il se refroidit d'une manière uniforme, qu'il se trempe au contact de l'air, et que les disjonctions moléculaires intérieures sont bien moins à craindre.

Applications des formules. — 1° Soit à calculer la charge qu'on peut imposer sans danger à un poteau en bois de chêne de 10 mètres de hauteur et de $0^m,30$ d'équarrissage.

La hauteur est égale à 33 fois le côté de la base, donc il ne faut guère compter que le tiers de la résistance d'un cube de $0^m,30$ de côté.

C'est-à-dire que, si l'on peut charger un pareil cube de 45 kilogrammes, par exemple, par centimètre carré, on ne devra admettre pour le poteau que 15 kilogrammes, soit un poids total de :

$$30 \times 30 \times 15 = 13500 \text{ kilogrammes,}$$

et encore faudra-t-il avoir soin de placer le poteau exactement dans la verticale, et de l'encastrer autant que possible aux deux extrémités.

Inversement, on veut calculer la section d'un poteau en bois de 10 mètres de hauteur qui sera chargé de 13,500 kilogrammes.

On opérera alors par approximations successives, en se donnant des sections

croissantes du poteau et calculant les charges correspondantes : deux des résultats comprendront entre eux le poids donné 13500 kilogrammes, et par suit l'équarrissage sera connu.

2° Calculer le poids que pourra porter une colonne en fonte de 0m ;04 de diamètre et de 5 mètres de hauteur.

La section de cette colonne est de 1256 millimètres carrés ; si elle était de faible hauteur, on pourrait réglementairement la charger de cinq fois 1,256 kilogrammes, ou de 6280 kilogrammes ; cette charge représente le nombre P' de la formule (1). Cette formule nous donne donc :

$$P = \frac{6280}{1,45 + 0,00337\left(\frac{l}{d}\right)^2} = \frac{6280}{1,45 + 0,00337\left(\frac{500}{4}\right)^2} = \frac{6280}{1,45 + 52,65} = 116 \text{ kilog.}$$

Supposez, au contraire, que l'on prenne une colonne creuse de 0m,10 de diamètre moyen. La section annulaire aurait pour développement de sa circonférence médiane 314 millimètres, et l'épaisseur de l'anneau serait à peu près :

$$\frac{1256}{314} = 4 \text{ millimètres.}$$

c'est-à-dire que le diamètre extérieur atteindrait 104 millimètres, et le diamètre intérieur 96 millimètres.

La section de la colonne supposée pleine serait de 8,804 millimètres carrés et pourrait être chargée de 44020 kilogrammes.

La section de la colonne qui tiendrait la place du vide serait de 7234 millimètres carrés et pourrait porter 36170 kilogrammes.

Pour la première, le rapport $\frac{l}{d}$ est de 49 et pour la seconde de 52. La charge P dont on pourra réglementairement charger la colonne creuse, résultera donc de la formule

$$P = \frac{44020}{1,45 + 0,00337.\overline{49}^2} - \frac{36170}{1,45 + 0,00337.\overline{52}^2} = 4616 - 3425$$

$$P = 1191 \text{ kilogrammes.}$$

On voit par ce calcul tout l'avantage de la colonne creuse sur la colonne pleine ; mais il faut dire que dans l'exemple choisi on ne pourrait atteindre pour la colonne creuse le diamètre que nous avons choisi, parce que l'épaisseur de quatre millimètres est trop faible pour de grandes pièces de fonte, et ne permettrait pas d'obtenir quelque chose d'homogène.

Le problème inverse qui consisterait à déterminer le diamètre d'une colonne, dont on connaît la hauteur et la charge P se résoudrait par la formule (1), en remarquant que la quantité P' est égale à la section cherchée $\frac{\pi d^2}{4}$, exprimée en millimètres carrés et multipliée par 5. La formule se transforme alors en une équation bicarrée en d, équation qu'on pourra résoudre.

Mais il sera toujours plus simple de procéder par tâtonnement, et de chercher dans les divers modèles de colonnes pleines ou creuses dont on dispose celui qui convient pour la charge à supporter.

Les formules nous apprennent que, à égalité de section, en adoptant le coefficient de sécurité $\frac{1}{5}$ pour la fonte aussi bien que pour le fer, et en admettant

qu'un cube de fonte ne s'écrase que sous un poids de 75 kilogrammes par millimètre carré, tandis qu'un cube de fer s'écrase sous un poids de 36 kilogrammes :

1° Pour les colonnes pleines, la fonte est plus résistante que le fer, tant que le rapport de la hauteur au diamètre est inférieur à 28;

2° Pour les colonnes creuses, la fonte est plus résistante que le fer, tant que le rapport de la hauteur au diamètre est inférieur à 33.

Remarquez bien que, dans l'hypothèse précédente, on admet que l'on peut charger la fonte de $12^{kil},5$ par millimètre carré; dans nos calculs de plus haut, nous n'avons admis que 5 kilogrammes par millimètre carré, parce que c'est la limite imposée par le Ministère pour les travaux de pont.

Mais un pont est soumis à des chocs et à des vibrations funestes pour la résistance de la fonte, et la précaution s'explique.

Au contraire, lorsque les supports en fonte sont surmontés d'une charge immobile, lorsqu'en outre on est bien certain de la bonne qualité du métal, on peut élever la charge limite et atteindre $12^{kil},5$ par millimètre carré.

Compression perpendiculaire aux fibres du bois. — Dans les charpentes, il arrive souvent qu'on exerce une pression perpendiculaire aux fibres du bois ; ainsi, dans un cintre, les poteaux verticaux viennent comprimer de cette façon les semelles qui les supportent.

La pénétration du poteau dans la semelle se produit alors sous une charge bien inférieure à celle qui produit l'écrasement d'une pièce debout.

Ainsi, suivant Gauthey, les fibres s'affaissent lorsque la pression atteint 160 kilogrammes par centimètre carré, pour une pièce en bois de chêne de bonne qualité, qui n'a pas séjourné dans l'eau.

D'après Tredgold, la limite serait moindre et n'atteindrait, même avec du bois de bonne qualité non mouillé, que 108 kilogrammes par centimètre carré pour le chêne et 78 kilogrammes pour le sapin.

Si le sapin a passé quelque temps dans l'eau, il s'affaisse même sous une pression bien moindre; c'est un fait bon à noter pour la construction des cintres.

Dans les ponts en charpente, il faut aussi compte tenir de cette particularité, d'autant plus que les vibrations et ébranlements perpétuels des assemblages mâchent les fibres et en facilitent le refoulement.

Résistance au cisaillement ou à la rupture transversale. — Il est facile de déterminer expérimentalement cette résistance au cisaillement : il suffit d'encastrer solidement une tige de section connue, et de chercher à la rompre au moyen d'un effort transversal exercé le plus près possible de l'encastrement. La rupture se produit dans une section transversale, et, divisant la charge par cette section, on obtient la résistance à la rupture par unité de surface. Si le corps est fibreux, toutes les fibres se trouvent coupées transversalement.

On reconnaît que la charge de rupture est proportionnelle à la section pour les métaux, qui sont les substances les plus intéressantes au point de vue pratique; l'expérience montre, en outre, que la résistance à la rupture par cisaillement est sensiblement proportionnelle à la résistance à la rupture par extension, et que la première est à peu près les $\frac{4}{5}$ de la seconde.

Cependant, on admet, d'ordinaire, que les deux résistances sont égales et l'on adopte le même coefficient de sécurité $\frac{1}{6}$, et par suite la même charge maxima dans les calculs. C'est ce que l'on fait notamment pour les rivets et les boulons.

Réglementairement, l'effort de cisaillement ou *effort tranchant* exercé sur le fer ou la tôle ne devra pas dépasser 6 kilogrammes par millimètre carré ; pour la fonte, eu égard au défaut d'homogénéité et à l'influence des vibrations, il ne faudra pas dépasser 1 kilogramme par millimètre carré.

Presque toujours, l'effet de cisaillement est bien inférieur aux effets d'extension et de compression supportés par la même pièce, et, si la pièce est assez forte pour résister à ceux-ci, à plus forte raison résistera-t-elle à celui-là. Cependant, il est bon de ne pas perdre de vue l'effet de cisaillement, qui peut devenir considérable notamment dans les formes d'égale résistance, et il faut vérifier toujours si les conditions de résistance à l'effort tranchant sont satisfaites.

Résistances au glissement transversal et longitudinal dans les corps fibreux. — Dans les corps grenus ou cristallisés, homogènes dans toutes les directions, il suffit de considérer la résistance transversale au cisaillement.

Mais, dans les corps fibreux, il faut distinguer, outre les résistances à l'extension et à la compression :

1° la résistance au cisaillement, qui intervient lorsque l'on tend à couper les fibres transversalement ;

2° La résistance au glissement transversal des fibres les unes sur les autres ;

3° La résistance au glissement longitudinal des fibres les unes sur les autres.

C'est surtout dans la torsion que le glissement transversal des fibres les unes sur les autres est mis en jeu. Quant au glissement longitudinal, il n'est guère étudié et offre, du reste, peu d'intérêt. Dans la pratique, on n'a pas, en général, à considérer de pareils effets.

Tredgold et autres ont cherché quelle pouvait être la résistance du bois, lorsqu'il est tiré perpendiculairement à ses fibres.

D'après Tregold, sous une pareille traction, le chêne se déchirerait par une charge de 160 kilogrammes au centimètre carré, et le peuplier par une charge de 125 kilogrammes.

D'après le général Morin, des vis à bois ayant les dimensions suivantes : $0^m,05$ de longueur, $0^m,0056$ de diamètre total, $0^m,0028$ de diamètre du noyau central, enfoncés dans des planches de $0^m,027$ d'épaisseur, ne doivent être chargées avec sécurité que de 70 kilogrammes dans le frêne et le chêne sec et de 35 kilogrammes dans le sapin sec. Le coefficient de sécurité adopté étant de $\frac{1}{5}$, cela veut dire que de pareilles vis seraient arrachées en déchirant les fibres du bois, si on leur suspendait une charge égale à cinq fois les poids précités.

DE LA FLEXION DES PIÈCES DROITES.

Résistance d'une pièce encastrée à une extrémité et libre à l'autre extrémité. — Les pièces droites peuvent fléchir de bien des manières : la plus intéressante et celle dont nous rencontrerons le plus fréquemment l'application dans le calcul est la flexion d'une pièce prismatique encastrée à un bout et libre à l'autre bout.

On dit qu'il y a encastrement, lorsqu'une pièce est maintenue absolument immobile sur une certaine partie de sa longueur *abmn*. L'encastrement s'obtient

soit en scellant la pièce dans une muraille, soit en l'engageant entre deux mâchoires inébranlables.

L'encastrement a pour effet d'empêcher la flexion dans la partie encastrée : ainsi, dans la figure, la section *ab* reste verticale, quelle que soit la force appliquée à l'autre extrémité de la tige et quelle que soit la flexion que cette tige subisse.

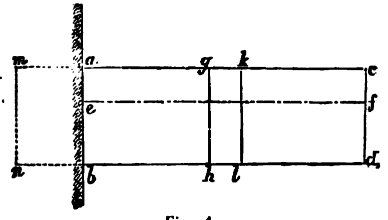


Fig. 1.

Nous allons donc étudier la résistance d'une pièce prismatique *abcd* encastrée à son extrémité *ab*, et libre à l'extrémité *cd* qui supporte un poids P.

Sous l'influence de ce poids, la tige, se courbe, et, pour nous rendre compte de ce qui se passe, nous ferons plusieurs hypothèses.

Nous considérerons la tige prismatique comme formée d'un faisceau de fibres soudées entre elles, et parallèles aux arêtes du contour extérieur telles que *ac* et *bd*. On appelle fibre axiale celle qui contient les centres de gravité des sections transversales.

Après la courbure, nous admettrons que toutes les fibres se sont également courbées, et que tous leurs points sont restés à la même distance de l'arête extérieure *ac*.

Nous admettrons encore : 1° que tous les points, qui se trouvaient primitivement dans la section transversale *gh*, se trouvent encore après la flexion dans une même section plane g_1h_1, normale à l'arête supérieur *ac*; 2° que les sections conservent leur forme et leurs dimensions primitives; 3° que la flexion est assez faible pour que nous puissions appliquer les lois simples relatives à l'extension et à la compression (cela suppose que la limite d'élasticité n'est nulle part dépassée).

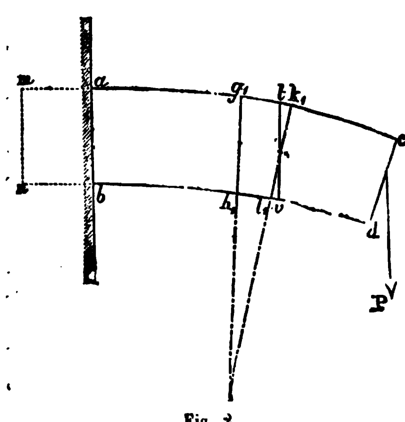


Fig. 2.

Grâce à ces hypothèses, qui, évidemment, ne sont pas l'exacte expression de la vérité, l'étude de la flexion, d'apparence si compliquée, va devenir relativement facile.

Il est vrai qu'on ne pourra accorder aux résultats du calcul une confiance absolue : cependant l'expérience a prouvé que les hypothèses précédentes se trouvaient à peu près d'accord avec ce qui se passe dans la pratique. On peut donc les adopter avec certitude, du moment qu'il s'agit de constructions usuelles et de systèmes connus.

Le problème de la flexion se divise en deux parties distinctes : 1° Déterminer l'extension ou la compression qui règne en un point donné d'une fibre déterminée; 2° trouver après la flexion la forme de chacune des fibres.

Cette seconde partie du problème est la plus compliquée, et, à la rigueur, on peut s'en passer dans la pratique; elle nous entraînerait trop loin et nous la laisserons de côté pour le moment, nous réservant de la traiter plus loin.

Nous ne nous occuperons donc pas de la déformation, et nous cher-

cherons seulement les pressions qui règnent dans les sections transversales;

Les deux sections transversales voisines, gh et kl, primitivement parallèles, ne le sont plus après la flexion, puisque toutes deux, g_1h_1 et k_1l_1, sont normales à la fibre supérieure (ac); elles vont se couper suivant une droite projetée en O.

D'après cela, il est clair que l'intervalle kg a augmenté, tandis que hl a diminué : il y a donc eu extension des fibres à la partie supérieure, contraction à la partie inférieure. L'extension est maxima pour la fibre supérieure (ac) et va en diminuant à mesure que l'on descend; de même, la compression est maxima pour la fibre inférieure bd et va en diminuant à mesure qu'on s'élève. Les efforts les plus grands s'exercent donc sur la fibre supérieure et sur la fibre inférieure.

Puisque l'une est étirée et l'autre comprimée, il doit y avoir dans la partie centrale un élément de fibre pour laquelle on passe de l'extension à la compression, et qui lui n'est soumis à aucun effort : l'ensemble de ces éléments constitue ce qu'on appelle la fibre ou mieux l'axe neutre.

Revenons à nos deux sections voisines, gh et kl, qui, après la flexion, sont en g_1h_1 et k_1l_1 : la section k_1l_1 rencontre l'axe neutre en s; par le point s menons une parallèle tv à g_1h_1. Le triangle tsk_1, correspondra à l'allongement des fibres situées au-dessus de l'axe neutre et parallèles à la base tk_1 du triangle; le triangle vsl_1 correspondra au contraire au raccourcissement des fibres situées au-dessous de l'axe neutre et parallèles à la base vl_1 du triangle.

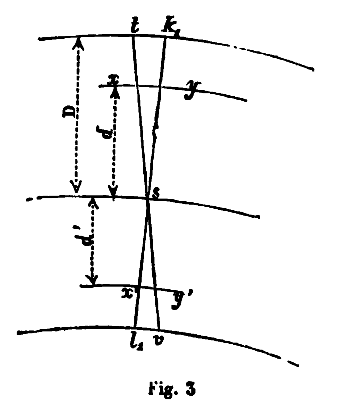


Fig. 3

Considérons une fibre xy située à une distance (d) de l'axe neutre, et appelons x sa tension, elle est proportionnelle à l'allongement xy de cette fibre. La tension maxima existe sur la fibre extrême tk_1, appelons R la valeur que cette tension ne doit pas dépasser, valeur qui dépend du coefficient de sécurité que l'on adopte, et supposons que la tension en tk soit précisément égale à R.

Vu la proportionnalité des allongements aux pressions, on aura :

$$\frac{x}{R}=\frac{xy}{tk_1}=\frac{d}{D}, \qquad x=\frac{R}{D}d.$$

Telle est la valeur de la tension à la distance d de l'axe neutre; appliquée à un élément $d\omega$ de section transversale, cette tension sera $\frac{Rd}{D}d\omega$, et son moment par rapport à la perpendiculaire en S au plan de la figure sera

$$R\frac{d^2}{D}\cdot d\omega.$$

Au lieu d'une fibre tendue, si nous avons une fibre comprimée, elle sera comprise dans le triangle l_1sv; admettons que la résistance à l'extension est la même que la résistance à la compression, ce qui s'écarte peu de la vérité pour le fer, le triangle $sx'y'$ étant semblable au triangle stk_1, nous trouverons encore

$$\frac{x'}{R}=\frac{x'y'}{tk_1}=\frac{d'}{D},$$

et le moment de la compression x' par rapport à la normale en s au plan de la figure sera donné par

$$R\frac{d'^2}{D}\cdot d\omega.$$

1° Toutes les forces moléculaires agissant dans la section doivent se réduire à un couple équivalent au moment d'élasticité de la pièce. La somme algébrique de toutes ces forces parallèles doit donc être nulle, ce qui conduit à la relation

$$\Sigma\frac{R.d}{D}\cdot d\omega=0 \quad \text{ou} \quad \Sigma(d.d\omega)=0.$$

Cette relation indique simplement que le centre de gravité de la section est au point s, c'est-à-dire sur l'axe neutre. Ainsi l'axe neutre est le lieu des centres de gravité des sections transversales de la pièce droite.

2° La somme des moments des forces moléculaires qui agissent dans la section *lk* sera

$$\frac{R}{D}\Sigma d^2.d\omega.$$

La quantité $\Sigma d^2 d\omega$ n'est autre que le moment d'inertie de la section transversale du prisme par rapport à l'axe S contenu dans son plan.

D'ordinaire, on désigne par I ce moment d'inertie.

Le moment de résistance de la pièce dans la section *kl* est donc égal à $\frac{RI}{D}$; cette section doit résister aux forces extérieures qui agisent entre elle et l'extrémité libre de la pièce. Son moment de résistance doit donc être égal au moment des forces extérieures, pris par rapport au même axe.

Dans le cas qui nous occupe, si nous négligeons le poids de la pièce elle-même' les forces extérieures se réduisent au poids P, appliqué à l'extrémité libre *cd*, et leur moment est égal au produit de P par la distance (l) qui sépare la section *kl* de l'extrémité libre.

L'équation d'équilibre se réduira donc à

$$\frac{R.I}{D}=P.l$$

Par cette équation nous pourrons : 1° connaissant la forme et les dimensions de la pièce prismatique, déterminer le poids P qu'il est permis de lui faire supporter à son extrémité libre ; 2° ou bien, connaissant le poids P qu'il s'agit de supporter, déterminer le moment d'inertie I de la section transversale de la pièce ; le problème est alors indéterminé, car il est évident qu'il existe une infinité de sections possédant le même moment d'inertie.

Des solides d'égale résistance. — Dans les pièces à section transversale symétrique (rectangulaire, circulaire, ou en double T), l'axe neutre se confond avec la fibre axiale : la plus grande distance D, qui sépare une fibre de l'axe neutre, est alors égale à la moitié $\frac{h}{2}$ de la hauteur de la pièce, et l'équation d'équilibre, que nous venons d'écrire plus haut, devient

$$\frac{RI}{\left(\frac{h}{2}\right)}=P.l., \quad \text{d'où} \quad R=\frac{P.h.l}{2I}.$$

La valeur de R déterminée par cette formule pour chaque section transversale donne l'effort maximum qui s'exerce dans cette section.

Si la section transversale est constante, on voit que la tension maxima R variera proportionnellement à l ; elle sera nulle à l'extrémité libre de la pièce et maxima près de l'encastrement.

La section devra évidemment être telle qu'elle puisse résister à l'effort maximum près de l'encastrement, mais alors elle sera beaucoup trop forte sur le reste de la longueur, et le travail du métal sera fort mal utilisé.

C'est cette remarque qui a donné l'idée de recourir aux formes qu'on appelle solides d'égale résistance, et qui sont telles que l'effort maximum R est constant dans toutes les sections transversales.

1° Prenons comme premier exemple une pièce encastrée en (ab) et à section transversale rectangulaire de largeur constante mais de hauteur variable, et proposons-nous de déterminer la courbe (bde) de telle sorte que la tension maxima R soit la même dans toutes les sections.

La section transversale faite par le plan (cd), est un rectangle $(mnpq)$, dont la largeur (a) est la largeur constante de la pièce et dont la hauteur est y ; cette

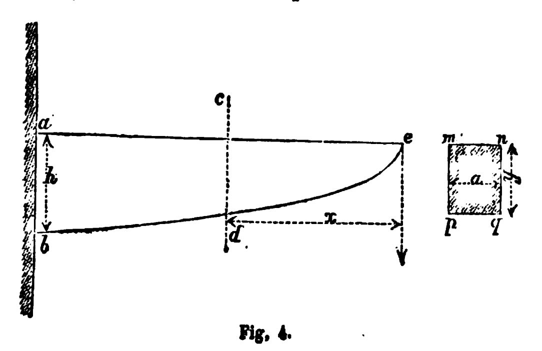


Fig. 4.

section est à une distance x de l'extrémité de la poutre, et cette distance est le bras de levier de la force extérieure P qui sollicite la pièce.

L'effort maximum R dans cette section (cd) est donné par l'équation

$$R = \frac{P.y.x}{2I}.$$

I moment d'inertie d'un rectangle par rapport à son axe est égal à $\frac{1}{12}ay^3$.

La valeur de R devient alors

$$\frac{6Px}{ay^2} = R.$$

Cette valeur de R doit être constante, quelle que soit la section ; on a donc entre les deux variables x et y la relation

$$(1) \qquad R.a.y^2 = 6P.x.$$

Mais, les quantités x et y sont les coordonnées du point d par rapport aux axes rectangulaires (ea) et (eP). L'équation (1) représente donc la courbe inférieure du solide ; c'est une parabole du second degré qui a pour axe l'horizontale (ea).

2° Nous pouvons réaliser le solide d'égale résistance d'une autre manière encore, en adoptant pour la poutre une hauteur constante h au lieu de y et une

largeur variable y au lieu de (a) : l'équation (1) se modifie comme il suit :

$$Ry.h^2 = 6Px,$$

ce qui signifie que le rapport $\frac{y}{x}$ est constant, c'est-à-dire qu'en plan, la pièce de

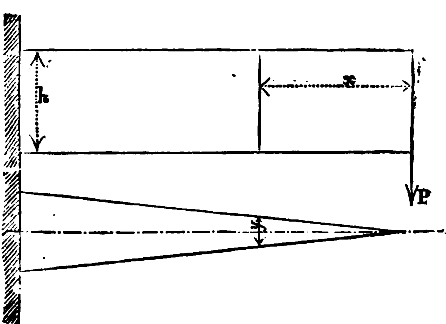


Fig. 5.

hauteur constante est effilée en triangle isocèle dont la base est à l'encastrement et la pointe à l'extrémité de la poutre.

3° Enfin, nous pouvons encore chercher une autre forme de solide d'égale résistance, en nous imposant la condition que toutes les sections rectangulaires

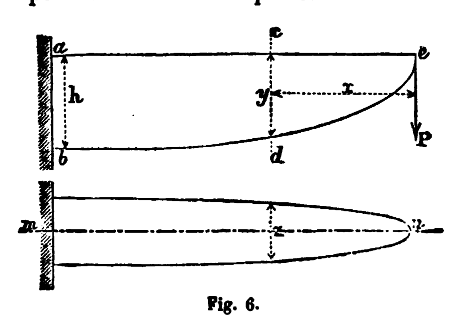


Fig. 6.

transversales soient semblables, c'est-à-dire que le rapport de leurs deux dimensions soit constant.

A l'équation :

$$(1) \qquad Rzy^2 = 6Px,$$

il faut joindre la relation de similitude

$$(2) \qquad \frac{y}{z} = k.$$

Éliminant y entre les équations (1) et (2), nous trouvons :

$$(3) \qquad R.k.z^3 = 6Px.$$

C'est le profil de la pièce en plan : ce profil est une parabole du 3° degré ayant pour axe le milieu (mn) de la pièce.

Éliminant x entre les équations (1) et (2), nous trouvons :

(4) $$Ry^3 = 6.P.k.x,$$

c'est le profil vertical (bde) de la pièce, autre parabole du 3e degré.

Le plus souvent, on remplacera ces profils courbes par des profils rectilignes, s'en approchant le plus possible en les enveloppant.

4° Enfin, proposons-nous de déterminer la forme d'égale résistance dans le cas

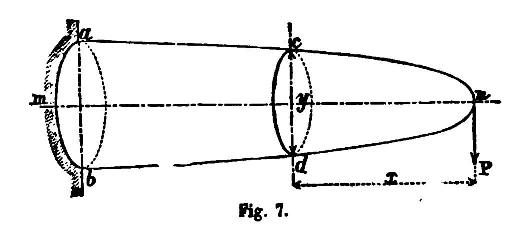


Fig. 7.

où on voudrait que la pièce fût un solide de révolution autour de l'horizontale (mn).

Nous avons vu que dans la section (cd), l'effort maximum était donné par l'équation

(1) $$R = \frac{P.y.x}{2I}$$

I est le moment d'inertie du cercle de section transversale par rapport à son diamètre horizontal, y étant le diamètre de ce cercle, son moment d'inertie

$$I = \frac{\pi}{64} y^4,$$

et l'équation (1) devient

(2) $$R = \frac{32.P.x}{\pi.y^3}.$$

Si l'on veut que R soit constant dans toutes les sections, on aura pour déterminer le profil méridien de la pièce, l'équation

$$\pi.R.y^3 = 32.P.x,$$

qui représente une parabole de troisième degré $acndb$, facile à construire par points.

Dans la pratique, on substituera à cette parabole deux lignes droites concourantes, et la surface de révolution deviendra un simple tronc de cône droit.

Nous nous sommes étendu assez longuement sur ces formes d'égale résistance parce qu'elles ont une grande importance dans les machines ; bien des constructeurs les imaginent de sentiment ; la théorie précédente les détermine d'une manière suffisamment exacte.

Résistance d'une pièce droite reposant sur deux appuis dans le cas d'une charge unique. — Nous venons d'étudier la résistance d'une pièce encastrée à un bout et libre à l'autre bout, à laquelle est appliquée une force unique P.

Reprenons la même étude pour une pièce horizontale de forme symétrique, reposant sur deux appuis, et soumise à une charge unique P appliquée en un point quelconque de la portée.

On admet que l'axe neutre coïncide avec la fibre axiale de la pièce et que la

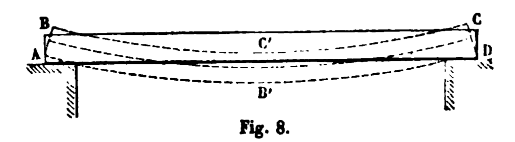


Fig. 8.

déformation se produit comme le montre la figure (8), la moitié supérieure de la pièce étant tout entière comprimée et la moitié inférieure tout entière soumise à l'extension

Soit donc une pièce horizontale prismatique de longueur l et de hauteur h

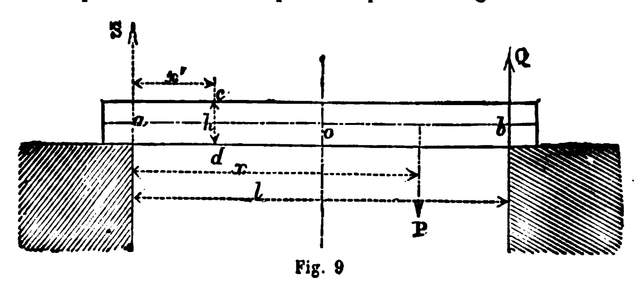


Fig. 9

soumise à l'effort vertical P, qui agit à une distance x de l'extrémité (a).

L'effort P transmet aux appuis (a) et (b) des pressions égales respectivement à

$$P\frac{l-x}{l} \quad \text{et} \quad P.\frac{x}{l};$$

réciproquement les appuis rendent à la pièce des réactions S et Q égales en valeur absolue et directement opposées aux pressions précédentes, de sorte que l'on peut considérer la pièce comme libre dans l'espace et débarrassée de ses appuis, pourvu qu'on lui applique en (a) et (b) les réactions S et Q.

Ceci posé, cherchons la tension maxima R qui s'exerce dans une section telle que (cd) : cette tension s'exerce sur la fibre extrême, c'est-à-dire à une distance $\frac{h}{2}$ de l'axe neutre. Donc le moment de la résistance de la section est égal, d'après ce que nous avons vu plus haut, à

$$\frac{RI}{\left(\frac{h}{2}\right)} = \frac{2R.I}{h};$$

ce moment de résistance doit faire équilibe à toutes les forces extérieures qui sollicitent la pièce entre la section (cd) et l'extrémité de droite (b).

En faisant abstraction du poids de la pièce, ces forces se réduisent au poids P, dont le moment par rapport à l'axe horizontal de la section (cd) est $P\,(x - x')$ et à la réaction Q ou $P.\frac{x}{l}$ dont le moment est $P.\frac{x}{l}(l - x')$; ce dernier moment est de sens contraire au précédent.

L'équation d'équilibre s'écrira donc :

$$\frac{2R.I}{h} = P\,(x - x') - P\,\frac{x}{l}\,(l - x').$$

On voit que la tension maxima est proportionnelle à P et varie suivant la position de ce poids P ainsi que de la section (cd).

Supposons d'abord la section (cd) fixe, et faisons varier le poids P ; tant qu'il est à gauche de la section (cd), il n'entre point par lui-même dans l'équation d'équilibre, il n'y a que le moment de la réaction Q qui fasse équilibre au moment résistant, et l'on a :

$$(1) \qquad \frac{2R.I}{h} = -P\,\frac{x}{l}\,(l - x')$$

quand le poids P passe à droite de la section (cd), entre cette section et l'extrémité (b). L'équation d'équilibre est celle que nous avons écrite plus haut :

$$(2) \qquad \frac{2RI}{h} = P\,(x - x') - \frac{Px}{l}\,(l - x').$$

Lorsque le poids P est à l'aplomb de (a), x est nul, la tension en (cd) est nulle aussi : tout l'effort agit sur l'appui. Le poids P variant de (a) à (cd) c'est l'équation (1) qui s'applique, x croît de o à x', et la tension maxima R dans la section (cd) va sans cesse croissant. Le poids P variant de (cd) à (b), c'est-à-dire x de x' à l, le second membre de l'équation (2) varie de $-P\,\frac{x'}{l}\,(l - x')$ à 0 ; sa dérivée par rapport à x est $P\,\frac{x'}{l}$, toujours positive, donc la fonction va sans cesse en croissant, et comme elle est toujours négative, cela signifie qu'elle diminue en valeur absolue. C'est la valeur absolue du moment qui nous intéresse seule : un moment positif correspond au poids P placé à la droite de la section (cd) et un moment négatif correspond à la réaction Q.

De tout cela résulte que le moment des forces extérieures, et par suite la tension maxima R dans une section donnée, prennent leur plus grande valeur absolue lorsque la charge P passe précisément à l'aplomb de la section considérée.

Le moment maximum est égal à $-P\,\frac{x'}{l}\,(l \quad x')$ et la tension maxima R est fournie par l'équation :

$$(3) \qquad \frac{2RI}{h} = -\frac{Px'}{l}\,(l - x'),$$

laquelle équation permet : 1° connaissant la section, de déterminer R ; 2° connaissant la limite R et la hauteur h de la pièce, de déterminer son moment d'inertie I.

Cherchons maintenant dans quelle section un poids P, qui parcourt la pièce (ab) produira l'effort le plus grand de tous. Pour chaque section, en particulier, l'effort maximum résulte de l'équation (3) ; pour trouver le plus grand de ces maximums, il faut chercher le maximum du second membre de l'équation (3) dans lequel on suppose x' variable.

Ce maximum, en valeur absolue, est le même que celui du produit $x'\,(l - x')$.

La somme des deux facteurs de ce produit étant constante et égale à l, le maximum du produit a lieu lorsque les deux facteurs sont égaux, ce qui donne

$$x'=\frac{l}{2}, \quad \text{et} \quad \frac{2RI}{h}=-\frac{P}{l}\cdot\frac{l}{2}\cdot\frac{l}{2}=-\frac{Pl}{4}.$$

Ainsi, le poids P produit la plus grande tension lorsqu'il se trouve à l'aplomb du milieu de la poutre, et cette plus grande tension existe précisément dans la section médiane.

Veut on dans ce cas donner à la pièce la forme d'un solide d'égale résistance,

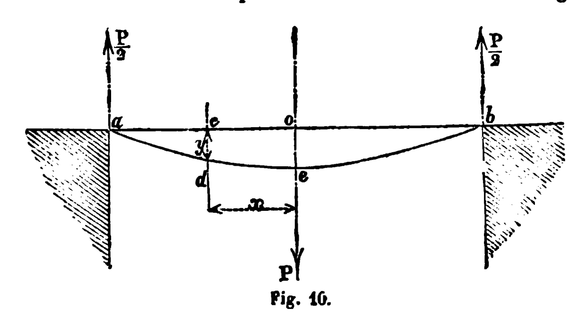


Fig. 10.

la face supérieure restant horizontale, et la section de forme régulière avec largeur constante (a) et hauteur variable y au lieu de (h).

Pour une section (cd), située à une distance x de la verticale OP, l'équation d'équilibre est :

$$\frac{2RI}{y}=Px-\frac{P}{2}\left(\frac{l}{2}+x\right)=\frac{Px}{2}-\frac{Pl}{4}=P\left(\frac{x}{2}-\frac{l}{4}\right)$$

Le moment d'inertie $I=\frac{1}{12}ay^3$, l'équation devient donc :

$$\frac{R.a.y^2}{6}=P\left(\frac{x}{2}-\frac{l}{4}\right);$$

le profil inférieur de la pièce est donc une parabole du second degré (aeb).

On pourrait chercher d'autres formes d'égale résistance comme nous l'avons fait pour une pièce encastrée : nous engageons le lecteur à traiter la question comme exercice.

RÉSISTANCE D'UNE PIÈCE PRISMATIQUE ENCASTRÉE A CHAQUE EXTRÉMITÉ.

Nous avons déjà défini l'encastrement en traitant de la résistance d'une pièce encastrée à un bout et libre à l'autre bout. Il s'agit maintenant d'une pièce prismatique ($abcd$), portant sur deux appuis A et B et encastrée à l'aplomb de ces appuis. L'encastrement signifie que les abouts des pièces, qui reposent sur les appuis, ne fléchissent aucunement ; les sections ab, cd restent donc immobiles et verticales.

La partie centrale de la poutre fléchit comme le montrent les lignes pointillées ; au milieu de la poutre, il y a donc compression des fibres en (e) et extension en

g ; au contraire, en approchant des appuis, vers *ab* et *cd*, il y a extension des fibres supérieures et compression des fibres inférieures.

Ainsi, lorsqu'on suit une fibre, telle que *bb'e*, on trouve d'abord une tension en *b*, cette tension va en diminuant et se change en compression, la compression

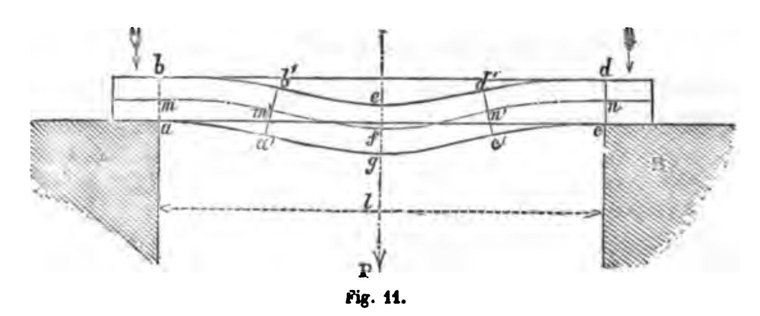


Fig. 11.

est maxima en (*e*); il y a un élément de la fibre où l'on passe de l'extension à la compression, cet élément *b'* n'est donc soumis à aucun effort. A ce point de passage correspond un changement dans la courbure des fibres; de *b* en *b'*, l'extension entraîne la forme convexe, et de (*b'*) en (*e*) la compression entraîne la forme concave. Pour la fibre inférieure *aa'g*, l'effet inverse se produit.

L'axe neutre, que nous admettons toujours être en coïncidence avec la fibre axiale, est donc une courbe *mm'f* qui présente un point d'inflexion en *m'*.

Dans les sections (*a'b'*) et (*c'd'*), il ne s'exerce aucun effort de tension ou de compression. Ceci nous amène à supposer que la poutre est sciée suivant ces sections neutres, et divisée en trois parties :

1° La partie médiane *a'b'c'd'*, qui résiste comme une poutre simple posée sur deux appuis.

2° Les deux parties latérales *a'b'ab*, *c'd'cd*, qui résistent comme des poutres encastrées à une extrémité *ab* et libres à l'autre extrémité *cd*.

Nous savons calculer la résistance de chacune de ces parties; mais, il faudrait avant tout connaître leurs longueurs respectives, afin de déterminer la position des sections neutres.

Cette détermination ne peut se faire qu'en recourant à la théorie de la déformation que nous avons volontairement laissée de côté.

Voici le résultat qu'elle indique : les sections neutres sont sensiblement situées au quart de la longueur totale de la poutre. On trouve en effet que la distance *fm'* est comprise entre $\frac{mf}{2}$ et $\frac{mf}{\sqrt{3}}$, ou entre $0{,}500 \,.\, mf$ et $0{,}577\, mf$.

Nous serons donc assurés d'une approximation bien suffisante dans la pratique, si nous admettons que les sections neutres *a'b'*, *cd'* sont au quart de la longueur de la pièce à partir de chaque extrémité.

La pièce supportant un poids P placé en son milieu, sa résistance se calculera comme il suit :

1° Pour la partie médiane, *a'b'c'd'*, nous avons à appliquer les résultats relatifs à une poutre reposant sur deux appuis, de longueur $\frac{l}{2}$ et chargée en son milieu d'un poids P;

La plus grande tension R a lieu dans la section centrale (*eg*) et sa valeur est

fournie par l'équation

$$\text{(1)} \qquad \frac{2RI}{h} = -\frac{Pl}{8}.$$

2° Pour les parties extrêmes, telles que *ab* *a'b'*, il faut les considérer comme des pièces encastrées en *ab* et soumises en (*a'b'*) à un effort égal à $\frac{P}{2}$, la plus grande tension R a lieu dans la section extrême (*ab*) et a encore pour valeur, celle qu'on déduit de l'équation

$$\frac{2RI}{h} = +\frac{Pl}{8}.$$

La seule différence est que le moment des forces extérieures a changé de signe ; sa valeur absolue est restée la même.

Ce résultat nous apprend qu'une poutre absolument encastrée à chaque extrémité est capable de résister, sans plus de fatigue, à un poids double de celui qu'elle supporte lorsqu'elle est simplement posée sur deux appuis.

C'est un principe général bien facile à retenir.

L'encastrement s'obtient dans la pratique soit en boulonnant les abouts de la pièce sur les supports A et B, soit en surchargeant ces abouts au moyen de poids assez puissants pour empêcher tout mouvement de bascule.

Si l'on se proposait de trouver une forme d'égale résistance pour une poutre encastrée à ses deux extrémités, il n'y aurait qu'à combiner ensemble les formes d'égale résistance calculées pour les pièces encastrées seulement à un bout et pour les pièces reposant simplement sur deux appuis.

Cisaillement. — En combinant les deux formes d'égale résistance, nous obtenons des sections nulles à l'emplacement des sections neutres *a'b'* et *c'd'*, ce qui est évidemment absurde dans la pratique.

Ce résultat vient de ce que nous avons tenu compte seulement de la résistance à la flexion : en général, c'est elle qui donne les efforts les plus considérables, et, du moment qu'une pièce est assez forte pour résister à la flexion, elle est d'ordinaire beaucoup plus forte qu'il ne faut pour résister au cisaillement.

Cependant, le phénomène du cisaillement ne doit jamais être perdu de vue, notamment dans les pièces d'égale résistance.

Ainsi, une pièce, reposant simplement sur deux appuis et chargée d'un poids P en son milieu, est soumise à ses extrémités à des efforts de cisaillement égaux à $\frac{P}{2}$; il faut donc que la section transversale en cet endroit soit calculée de manière à ne point se couper sous cet effort.

De même, pour la pièce encastrée dont nous nous occupions tout à l'heure, il existe dans les sections neutres *a'b'* et *c'd'* des efforts de cisaillement égaux à $\frac{P}{2}$; les sections neutres ne sauraient donc être nulles, et elles doivent être au moins assez fortes pour ne pas se couper sous cet effort de cisaillement.

Résistance des pièces soumises à des charges uniformément réparties sur toute leur longueur. — Nous venons d'étudier la résistance des pièces soumises à une charge unique P, placée de manière à produire la plus grande tension possible. Nous allons reprendre rapidement les calculs en supposant les pièces soumises à des charges uniformément réparties et d'une valeur égale à *p*

par mètre courant, de sorte que la charge totale d'une pièce de longueur l sera pl, et, si cette pièce repose sur deux appuis, la réaction de chaque appui sera $\frac{pl}{2}$.

1° *Pièce encastrée à une extrémité et libre à l'autre.* — Considérons la section cd, située à une distance x de l'extrémité libre, le moment de résistance de cette section est $\frac{2RI}{h}$; pour qu'il y ait équilibre, ce moment doit être égal à la somme des moments des forces extérieures qui agissent entre la section (cd) et l'extrémité libre.

La charge étant de p par mètre courant, sera de px sur la longueur x, et, en composant toutes les forces élémentaires, on peut les considérer comme remplacées par une charge totale px, appliquée à une distance $\frac{x}{2}$ de la section (cd).

Le moment de toutes les forces extérieures est donc simplement : $\frac{px^2}{2}$, et l'équation d'équilibre s'écrit :

$$\frac{2RI}{h}=\frac{px^2}{2}.$$

La tension maxima R augmente donc avec x, et elle est maxima pour la section d'encastrement (ab), car on a alors :

$$\frac{2RI}{h}=\frac{pl^2}{2}. \qquad (1)$$

La charge totale portée par la pièce est pl, au lieu de P, et le second membre de l'équation (1) est $pl.\frac{l}{2}$ au lieu de Pl; à charge totale égale, la tension maxima sera donc moitié moindre avec une charge uniformément répartie qu'avec une charge unique appliquée à l'extrémité libre de la pièce.

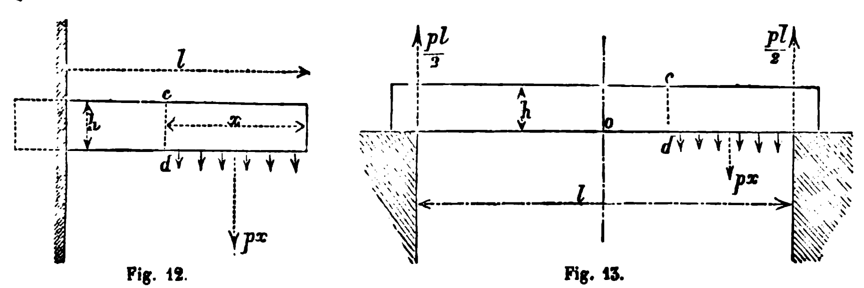


Fig. 12. Fig. 13.

Autrement dit, à tension égale, la pièce peut supporter une charge uniformément répartie double de la charge unique appliquée à son extrémité.

Nous engageons le lecteur à calculer les formes d'égale résistance dans le cas de la charge uniformément répartie, comme nous l'avons fait pour la charge unique.

2° *Pièce reposant simplement sur deux appuis.* — Les réactions des appuis ont $\frac{pl}{2}$: le moment de résistance d'une section (cd) est $\frac{2RI}{h}$.

Si cette section est située à une distance x de l'extrémité de la pièce, le moment des forces extérieures comprendra : 1° le moment de la résultante px des charges élémentaires, ce moment est $p\frac{x^2}{2}$, 2° le moment de la réaction $\frac{pl}{2}$ de l'appui, ce moment est $-\frac{plx}{2}$.

L'équation d'équilibre s'écrira donc :

$$\frac{2RI}{h}=\frac{px^2}{2}-\frac{plx}{2}=\frac{px}{2}(x-l)=-\frac{px}{2}(l-x).$$

Considérant le second membre seulement en valeur absolue, ce qui suffit puisqu'il s'agit d'un moment, nous trouvons que son maximum correspond à celui du produit $x(l-x)$; la somme des deux termes de ce produit étant constante, il sera maximum lorsque les deux termes sont égaux, soit pour $x=\frac{l}{2}$, et l'on aura alors :

$$(1) \qquad \frac{2RI}{h}=-\frac{pl^2}{8}=-pl.\frac{l}{8}.$$

La charge totale de la pièce est égale à pl ; admettons que cette charge soit la même que la charge unique P, le second nombre de l'équation (1) est, avec la charge uniforme, $pl\frac{l}{8}$, et, avec la charge unique, $P\frac{l}{4}$; sa valeur est donc double dans ce cas.

D'où résulte, qu'une charge unique appliquée au milieu de la pièce donne une tension maxima double de celle qu'on obtient avec la même charge uniformément répartie ;

Autrement dit, à égalité de tension, la pièce peut être chargée deux fois plus lorsqu'on répartit la charge uniformément au lieu de la placer tout entière au milieu.

3° **Pièce encastrée à ses deux extrémités.** — C'est, comme nous l'avons vu, une combinaison de la pièce reposant sur deux appuis et de la pièce encastrée à une extrémité seulement.

Le calcul est analogue à celui que nous avons fait pour la charge unique ; la charge uniforme que peut supporter la poutre encastrée est double de celle que peut supporter la poutre posée simplement sur deux appuis, et l'équation d'équilibre est :

$$\frac{2RI}{h}=-\frac{pl^2}{16},$$

ce qui détermine la tension maxima R, ou bien la charge p par mètre courant lorsque la tension maxima par unité de surface ainsi que les dimensions de la pièce sont déterminées.

Vérification de la stabilité d'une pièce. — On donne une pièce ainsi que les charges auxquelles elle est soumise ; en général, le poids de la pièce n'est pas négligeable, et il faut l'ajouter aux forces extérieures. Ce poids lui-même peut-être dans bien des cas suffisant pour amener à lui seul la rupture.

Quoi qu'il en soit, si l'on veut reconnaître la stabilité d'une pièce de section variable, il faut dans chaque section chercher : 1° l'effort tranchant ou effort de cisaillement P ; 2° le moment dû aux forces extérieures X.

Si nous désignons par S la section transversale considérée, et par R l'effort tranchant que la pièce supportera par unité de surface, on aura :

$$\frac{P}{S} = R. \tag{1}$$

De cette équation, on déduit immédiatement la valeur de R, et l'on voit si cette valeur est inférieure au maximum que l'expérience a indiqué comme ne devant pas être dépassé.

Le fer est la substance que l'on rencontre le plus souvent dans la pratique ; ainsi que nous l'avons dit, on ne doit le faire travailler d'aucune manière à plus de 6 kilogrammes par millimètre carré, soit à 6,000,000 kilogrammes par mètre carré.

Suivant l'unité de surface adoptée, l'équation (1) devra donc fournir pour R une valeur au plus égale à 6 ou 6,000,000.

Nous engageons le lecteur à choisir dans ses calculs pour unité de surface le centimètre carré ou le millimètre carré de préférence au mètre carré : les calculs sont de la sorte notablement simplifiés au point de vue du nombre des chiffres. Lorsqu'il s'agit de métaux, le millimètre carré est encore ce qu'il y a de plus simple. Lorsqu'il s'agit de bois, le millimètre carré ne donne guère que des nombres décimaux, de sorte que, pour mettre tout d'accord et avoir toujours des nombres entiers, il serait peut-être préférable de choisir pour unité le centimètre carré.

La stabilité de chaque section étant vérifiée au point de vue du cisaillement, reste à la vérifier en ce qui touche la flexion.

La section étant symétrique et ayant pour hauteur h, considérant, comme nous l'avons fait jusqu'à présent, que l'axe neutre coïncide avec la fibre axiale, le moment de résistance d'une section dont I est le moment d'inertie est représenté par $\frac{2RI}{h}$; ce moment de résistance doit faire équilibre au moment X des forces extérieures comprises entre la section considérée et l'extrémité de la pièce.

Par suite, l'équation d'équilibre s'écrit :

$$\frac{2RI}{h} = X, \quad \text{d'où l'on tire : } R = \frac{Xh}{2I}.$$

L'inconnue R résulte de cette équation, et l'on sera certain de la stabilité au point de vue de la flexion, si la valeur de R ainsi trouvée est inférieure à 6 kilogrammes, le millimètre étant choisi pour unité ou à 6,000,000 kilogrammes, si c'est le mètre qu'on a conservé pour unité.

S'il s'agit d'une pièce à section irrégulière, les vérifications précédentes devront être faites pour toutes les sections ; mais c'est un cas qui ne se présente jamais dans la pratique. On rencontre soit des solides d'égale résistance, dans lesquelles on sait que la tension est la même dans toutes les sections, soit, le plus souvent, des pièces à section constante.

Il suffit donc de vérifier la stabilité pour la section dans laquelle les efforts sont les plus grands ; nous avons déterminé dans les paragraphes précédents la position des sections soumises aux plus grands efforts ; par suite, elles sont connues, et l'on n'a qu'à leur appliquer les deux équations :

$$R = \frac{P}{S} \quad \text{et} \quad R = \frac{Xh}{2I},$$

et à voir si les valeurs de R qu'on en tire sont inférieures au nombre que la pratique indique comme limite de sécurité.

Les vérifications précédentes ont été très-simples, parce que nous avons admis que les pièces résistaient également bien à la tension et à la compression, et que la limite R était la même pour ces deux genres d'efforts. Ce n'est pas absolument vrai ; cependant, pour le fer, l'hypothèse est parfaitement fondée, et la différence est trop faible pour qu'on en tienne compte dans des calculs qui ne sont eux-mêmes que des approximations.

CALCUL D'UNE PIÈCE DEVANT RÉSISTER A UNE CHARGE DONNÉE.

Le calcul d'une pièce devant résister à une charge donnée est, en général, un problème indéterminé, car, on conçoit tout d'abord, que bien des pièces de formes différentes peuvent résister à des efforts donnés.

De plus, il y a toujours quelque chose d'inconnu dans la question, c'est le poids même de la pièce qui intervient pour augmenter les charges extérieures. Lorsqu'il est faible relativement aux autres forces, on n'en tient pas compte. On peut, si l'on veut, en tenir compte par ce qu'on appelle la règle des fausses positions : on commence par calculer la pièce en négligeant son poids, des dimensions ainsi calculées on déduit le poids, on recommence les calculs en l'y introduisant, de ces nouveaux calculs on déduit de nouvelles dimensions, et par suite un second poids plus fort que le précédent, on recommence encore les calculs avec ce second poids, et on en déduit un nouveau poids plus rapproché, et ainsi de suite, jusqu'à ce qu'on ait trouvé deux résultats consécutifs assez concordants.

Mais l'opération est longue et pénible, et l'on n'a pas besoin de tant d'approximation dans la pratique : presque toujours, on peut conclure de l'expérience quel sera sensiblement le poids de la pièce, et c'est avec ce poids de convention que l'on opère.

Quoi qu'il en soit, revenons à la détermination de la forme de notre pièce : supposons qu'il s'agisse d'une pièce à section symétrique, comme celles dont nous avons plus haut déterminé la résistance dans divers cas, nous saurons dans quelles sections s'exercent le plus grand effort tranchant P, et le plus grand moment X des forces extérieures; connaissant en outre le plus grand effort R de cisaillement, d'extension ou de compression, que l'on ne doit jamais dépasser si l'on veut rester dans les règles de la stabilité (nous supposons que la valeur de R est la même dans les trois genres d'efforts, ce qui est à peu près vrai pour le fer, mais est faux pour les autres substances), et, désignant par S la section transversale de la pièce, on aura pour déterminer cette section S les deux équations :

$$(1) \qquad \frac{P}{S} \leqq R \qquad\qquad (2) \qquad R \geqq \frac{Xh}{2I}$$

Pour employer le moins de matière possible, il est évident que l'on suppose le maximum R réalisé ; c'est pourquoi l'on transforme en équations les expressions (1) et (2) qu'il suffirait, au point de vue seul de la stabilité, de considérer comme des inégalités.

Choisissons une pièce de section rectangulaire, de largeur (a) et de hauteur h,

sa section S est égale à ah, et son moment d'inertie à $\frac{1}{12}ah^3$. Les équations (1) et (2) s'écriront :

$$\frac{P}{ah}=R, \qquad R=\frac{6.Xh}{ah^3}=\frac{6X}{ah^2}.$$

Faisons P = 10,000 kilogrammes, X = 50,000 kilogrammes ; la tension R qu'on ne doit pas dépasser est, ainsi que nous l'avons vu, de 6,000,000 de kilogrammes. D'où résultent les équations numériques :

$$(3) \qquad ah=\frac{10.000}{6.000.000}=\frac{1}{600}, \quad (4) \quad ah^2=\frac{6\times 500.000}{6.000.000}=\frac{5}{100}.$$

Divisant (4) par (3), il vient :

$$h=\frac{5}{100}:\frac{1}{600}=30;$$

donc la hauteur h du rectangle est égale à 30 mètres, et sa largeur (a) est égale à

$$\frac{1}{600.30}=\frac{1}{18000}=0^m.000055.$$

Ces résultats sont évidemment absurdes, et personne ne fera jamais une poutre dont la section transversale aura 30 mètres de haut sur un demi-millimètre de largeur.

Ceci nous apprend qu'il ne faut pas vouloir satisfaire à la fois aux deux équations (1) et (2) qui ont trait, la première au cisaillement, et la seconde à la flexion ; celle-ci est de beaucoup la plus importante, nous la prendrons donc toute seule, nous déterminerons par elle les dimensions de la pièce, et nous verrons ensuite si ces dimensions vérifient non plus l'équation (1), mais tout simplement l'inégalité $\frac{P}{S}<6,000,000$. Cela suffit évidemment pour être certain de la stabilité.

Opérons donc sur l'équation :

$$(4) \qquad ah^2=\frac{5}{100}.$$

Il est évident que la solution est indéterminée puisqu'on a une équation pour deux inconnues (a) et (h).

Mais il arrive presque toujours que l'une des dimensions, par exemple la hauteur est, vu les nécessités de la construction, forcément comprise entre certaines limites, et que l'on peut la déterminer à l'avance ; la largeur (a) résulte alors de l'équation (4).

Ainsi, lorsqu'il s'agit d'une poutre en fer, on admet que, pour la bonne utilisation du métal, il convient d'adopter pour la hauteur le $\frac{1}{10}$ de la portée. Si dans le cas qui nous occupe, la portée de la pièce est de 15 mètres, sa hauteur devra être $1^m,50$, et par suite sa largeur (a) sera donnée par l'équation :

$$a=\frac{0,5}{1,5\times 1,5}=0^m,022$$

La pièce aura donc une hauteur de $1^m,50$ et une largeur de $0^m,022$, ce qui est admissible.

Sa section sera $1,5 \times 0,022$ ou $0,^{mq},033$; la quantité $\frac{P}{S}$ deviendra

$$\frac{10.000}{0.033} = \frac{10.000.000}{33},$$

ce qui est bien au-dessous du maximum R qui est de 6,000,000 ; la résistance au cisaillement sera bien plus que satisfaite, la résistance à la flexion ne le sera que tout juste.

Au point de vue du cisaillement, la résistance de la pièce ne dépend que de la valeur absolue de sa section transversale ; mais, au point de vue de la flexion, l'aire de la section a peu d'influence, c'est surtout de la forme qu'il faut tenir compte.

A défaut de calcul, l'expérience de tous les jours nous l'apprend ; tout le monde sait, par exemple, qu'une planche mince fléchit bien plus facilement lorsqu'on la pose à plat que lorsqu'on cherche à la plier posée de champ.

Mais un calcul simple va nous renseigner plus complétement à ce sujet :

L'équation d'équilibre pour la flexion est

$$R = \frac{Xh}{2I};$$

le moment X des forces extérieures étant constant, on se propose de déterminer le rapport $\frac{h}{I}$ de telle sorte que R soit minimum. Il faut donc trouver le minimum de $\frac{h}{I}$ ou le maximum de $\frac{I}{h}$, et à ce maximum correspondra la tension minima, ou la résistance maxima de la pièce.

Cherchons dans trois cas simples les variations de ce rapport $\frac{I}{h}$:

1° Soit une pièce à section rectangulaire. L'aire S de cette section est égale à ah et son moment d'inertie I à $\frac{1}{12} ah^3$, ou bien $\frac{1}{12} Sh^2$; le rapport $\frac{I}{h}$ se met donc sous la forme $\frac{1}{12} Sh$, et l'on voit que ce rapport n'est point constant en même temps que la section S de la pièce ; il varie proportionnellement à h et croît indéfiniment avec cette hauteur.

Théoriquement, la pièce la plus résistante serait celle qui aurait une hauteur infinie, et par conséquent une largeur nulle : la véritable signification de ce résultat est qu'il faut toujours placer de champ les pièces rectangulaires et leur donner une forme aussi aplatie que possible.

Pour les pièces de bois, on ne peut pas aller très-loin dans cette voie, car on s'exposerait au flambage, et leur largeur est d'ordinaire les $\frac{7}{10}$ de leur hauteur.

Pour les pièces métalliques, le flambage est moins à craindre, et le rapport de la largeur à la hauteur est souvent très-faible.

2° Soit une pièce à section elliptique dont (a) et (h) sont les axes ; la surface est $\frac{\pi ah}{4}$, le moment d'inertie est $\frac{1}{64} \pi ah^3$ ou $\frac{1}{16} Sh^2$. Le rapport $\frac{I}{h}$ devient donc $\frac{1}{16} Sh$.

Les résultats sont les mêmes que tout à l'heure ; à section constante, la résis-

tance est proportionnelle à la hauteur h et devient théoriquement infinie en même temps que cette hauteur.

Si nous considérons un rectangle et une ellipse de même section S et de même hauteur h, le rectangle est plus résistant que l'ellipse, car avec lui le rapport $\frac{I}{h}$ est $\frac{1}{12}$ Sh, et avec l'ellipse ce rapport n'est que $\frac{1}{16}$ Sh.

3° Mais la forme la plus favorable à la résistance est encore la forme en double T, que l'on rencontre si fréquemment dans la pratique, et que représente la figure 14. La matière est portée pour la plus grande partie dans les branches extrêmes, et la tranche verticale ou âme qui relie ces deux branches possède une section relativement faible.

Théoriquement, supposons-la nulle, et admettons que chaque branche ait une section $\frac{S}{2}$ égale à la moitié de la section totale : le moment d'inertie par rapport à l'axe xy sera égal à deux fois le produit $\frac{S}{2}\,\frac{h^2}{4}$, c'est-à-dire que le moment d'inertie $I = \frac{Sh^2}{4}$, et le rapport $\frac{I}{h} = \frac{1}{4}$ Sh.

Là encore la résistance varie proportionnellement à la hauteur de la pièce ; le produit Sh n'a plus pour coefficient que $\frac{1}{4}$ au lieu de la fraction $\frac{1}{12}$, coefficient relatif à la section rectangulaire.

A égalité de hauteur et de section, le double T est donc trois fois plus résistant que le rectangle.

Il ne s'agit, bien entendu, que du double T théorique à âme nulle ; dans la pratique, l'âme a toujours une valeur notable et le coefficient du produit Sh est moindre que $\frac{1}{4}$. La résistance du double T n'atteint donc jamais le triple de la résistance du rectangle, mais elle s'en rapproche d'autant plus que l'âme a une section plus faible.

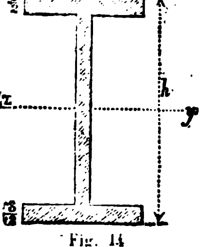


Fig. 14

FORMULES DONNANT LES FLÈCHES DES POUTRES DROITES REPOSANT SUR DEUX APPUIS.

La théorie de la déformation est longue et exige l'emploi du calcul intégral ; elle a, du reste, moins d'importance que la théorie qui donne les efforts exercés en chaque point des pièces résistantes. Les règlements n'exigent pas le calcul des flèches que les poutres sont susceptibles de prendre sous l'influence des charges ; en effet, la considération des flèches est de peu d'importance au point de vue de la solidité des ouvrages.

Au point de vue architectural il n'en est pas de même ; une flèche, qui se manifeste aux yeux, inspire toujours au public un sentiment de crainte, et l'on doit éviter cet effet désagréable.

Il est donc bon de calculer la flèche probable qu'une poutre droite donnée est susceptible de prendre, et de donner à cette pièce, en sens inverse, une courbure dont la flèche soit un peu supérieure à cette flèche probable.

Toutes les poutres droites doivent donc être légèrement cintrées, et c'est une précaution indispensable à inscrire dans les devis.

Pour l'avoir oubliée, quelques constructeurs ont élevé des ouvrages dont l'aspect est disgracieux, bien qu'il n'y ait rien à craindre sous le rapport de la solidité.

Formule qui donne la déformation de la fibre neutre. — Nous avons montré plus haut que la fibre neutre d'une poutre droite, chargée normalement, était le lieu des centres de gravité des sections transversales successives.

Nous avons donné ensuite la formule qui permet de calculer la tension en un point situé à une distance connue de l'axe neutre.

Cela ne nous suffit pas pour aborder le calcul des poutres droites à plusieurs travées, et il est nécessaire d'établir à cet effet la formule qui fait connaitre la déformation de l'axe neutre.

Dans les pièces droites usitées dans la pratique, l'axe neutre est, avant la déformation, une horizontale passant par les centres de gravité des sections verticales successives.

Cette horizontale, nous la prenons pour axe de x ; après la déformation, la fibre neutre est une courbe ayant pour corde l'horizontale précitée.

Si nous nous reportons aux figures 2 et 3, nous savons que la tension sur l'élément ($d\omega$) correspondant à la fibre (xy) est proportionnelle au coefficient d'élasticité longitudinale E, à la section élémentaire ($d\omega$), à l'allongement (xy) de la fibre, et inversement proportionnelle à la longueur primitive (ux) de cette fibre ; cette tension est donc exprimée par :

$$\frac{E.d\omega.xy}{ux},$$

et son moment, par rapport à l'axe de rotation passant par la fibre neutre, c'est-à-dire par le point s, est

$$\frac{E.d\omega.xy}{ux}.sx.$$

Mais les triangles semblables sgo, sxy donnent :

$$\frac{xy}{sx}=\frac{sg \text{ ou } ux}{og}.$$

de sorte que le moment précédent devient

$$\frac{E.d\omega.\overline{sx}^2}{og}$$

En faisant la somme de tous ces moments de résistance, comme leur ensemble fait équilibre à toutes les forces extérieures situées entre la section verticale considérée et l'extrémité libre de la pièce, si l'on appelle X le moment total de ces forces extérieures, on aura l'égalité

$$X=\frac{E}{og}\Sigma(d\omega.\overline{sx})^2.$$

La somme Σ n'est autre que le moment d'inertie de la section transversale par rapport à l'axe de rotation (og) est évidemment le rayon ρ de courbure de la fibre neutre déformée, et l'on arrive à la relation simple

$$X=\frac{E.I}{\rho}.,$$

Mais si l'on remarque que

$$\frac{1}{\rho}=\frac{\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)}{\left[1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}};$$

et que, de plus, la déformation de la fibre neutre est toujours très-faible que, par suite, l'angle des tangentes successives de cette fibre neutre avec l'horizon, angle dont la tangente trigonométrique est égale à $\frac{dy}{dx}$ est aussi très-faible, on reconnaît que $\frac{dy}{dx}$ est infiniment petit par rapport à l'unité, et que l'on peut réduire l'équation précédente à

$$\frac{1}{\rho}=\frac{d^2y}{dx^2},$$

d'où résulte la formule

$$X=E.I\frac{d^2y}{dx^2}.$$

Cette formule va nous conduire immédiatement à la connaissance des flèches, prises par les poutres dans les divers cas.

Faisons le calcul seulement pour une poutre de longueur l chargée en son milieu d'un poids P; les réactions des appuis sont $\frac{P}{2}$, et, si l'on considère une section située à une distance x du milieu de la pièce, les forces extérieures agissant sur cette section du côté de l'appui le plus rapproché se réduisent à $\frac{P}{2}$, et leur moment X à $\frac{P}{2}\left(\frac{l}{2}-x\right)$; l'équation de la déformation devient donc :

$$E.I\frac{d^2y}{dx^2}=\frac{P}{2}\left(\frac{l}{2}-x\right).$$

Intégrant une première fois, nous trouvons

$$E.I\frac{dy}{dx}=\frac{P}{2}\left(\frac{lx}{2}-\frac{x^2}{2}\right)+C.$$

La constante se détermine en remarquant que, par raison de symétrie, la tangente à la fibre neutre est horizontale au milieu de la pièce, c'est-à-dire que $\frac{dy}{dx}$ est nul pour $x=0$, ce qui montre que la contante C est nulle.

Intégrant une seconde fois, il vient

$$EI.y=\frac{P}{2}\left(\frac{lx^2}{4}-\frac{x^3}{6}\right)+C,$$

et la constante se détermine en écrivant que y est nul pour $x=\frac{l}{2}$, ceci donne $C=\frac{Pl^3}{48}$, et l'on trouve

$$EIy=\frac{P}{2}\left(\frac{lx^2}{4}-\frac{x^3}{6}\right)+\frac{Pl^3}{48}.$$

La flèche maxima se produit au milieu de la poutre, c'est-à-dire que c'est la valeur d'y qui correspond à $x=0$, donc

$$f=\frac{Pl^3}{48.EI}.$$

On ferait de même le calcul pour les autres cas que nous énumérons ci-après :

1° *Pièce encastrée à une extrémité et libre à l'autre.* — Si cette pièce de longueur l est sollicitée à son extrémité libre par un poids P, elle prend une flèche dont la valeur résulte de la formule

$$f=\frac{Pl^3}{3.\varepsilon} \quad \text{ou} \quad (1)\ f=\frac{Pl^3}{3.E.I}.$$

La lettre ε représente la quantité que Navier appelait le moment de résistance à la flexion, et que M. Bresse désigne fort justement sous le nom de moment d'inflexibilité ; la flèche est inversement proportionnelle à cette quantité ; plus la flèche est petite, moins la pièce a fléchi, donc la quantité ε mesure bien la difficulté qu'on éprouve à faire fléchir la pièce.

La quantité E est le coefficient d'élasticité longitudinale dont nous avons donné précédemment la valeur, et la lettre I désigne, comme d'habitude, le moment d'inertie de la section de la poutre, par rapport à un axe transversal passant par la fibre neutre.

Au lieu d'un poids unique P, appliqué à l'extrémité de la poutre, si celle-ci supporte une charge uniformément répartie, égale à p par mètre courant, la flèche résulte de la formule

$$f=\frac{pl^4}{8E.I}.$$

S'il y a à la fois charge unique et charge uniformément répartie, les deux effets coexistent et les résultats s'ajoutent.

2° *Pièces reposant sur deux appuis simples.* — Une pièce de longueur l, reposant sur deux appuis simples et chargée en son milieu d'un poids P, prend une flèche égale à

$$f=\frac{Pl^3}{48.E.I},$$

et, s'il s'agit d'une charge uniformément répartie, dont p soit la valeur par mètre courant, la flèche devient

$$f=\frac{5pl^4}{384.EI}$$

Pour que la flèche fût la même dans les deux cas, il faudrait qu'on eût la relation

$$\frac{5}{8}p.l=P.$$

Donc, avec un poids uniformément réparti sur une poutre horizontale on obtient la même flèche qu'avec les $\frac{5}{8}$ de ce même poids, concentrés au milieu de la poutre.

Déjà nous avons vu que sous le rapport de la tension, l'effet est le même avec un poids concentré au milieu de la poutre qu'avec un poids double, uniformément réparti sur toute la longueur.

Formes d'égale résistance. — Les résultats précédents s'appliquent à des poutres à section constante ; si l'on adopte les profils dits d'égale résistance, le moment d'inflexibilité EI, varie d'une section à l'autre, les flèches changent aussi.

Dans le cas de la charge unique P, la flèche prise par une poutre d'égale résistance est le double de celle que prendrait une poutre à section constante.

Dans le cas de la charge uniforme pl, la flèche prise par une poutre d'égale résistance est égale aux $\frac{137}{100}$ de celle que prendrait une poutre à section constante.

3° *Pièce encastrée à ses deux extrémités.* — Lorsqu'une pièce à section constante est encastrée à ses deux extrémités, si elle est soumise à une charge médiane unique P, elle prend une flèche

$$f=\frac{Pl^3}{192\,EI},$$

et, si elle est soumise à une charge uniformément répartie pl, elle prend une flèche

$$f=\frac{Pl^3}{384.EI},$$

c'est-à-dire que cette flèche est la moitié de la précédente.

A charge égale P, la poutre posant sur deux appuis libres, prend une flèche quatre fois plus forte que si elle était encastrée aux deux bouts.

A charge uniforme égale pl, la poutre reposant sur deux appuis libres prend une flèche cinq fois plus forte que si elle était encastrée aux deux bouts.

Tableau des moments d'inertie. — Nous avons déjà donné dans d'autres parties de notre ouvrage la valeur des moments d'inertie de diverses sections; mais ces moments d'inertie sont d'un usage si fréquent qu'il n'est pas hors de propos de les reproduire ici (pl. 1, fig. 1) :

1° *Rectangle.* Moment d'inertie $=\frac{1}{12}bh^3$, par rapport à l'axe transversal xy.

2° *Rectangle évidé.* Moment d'inertie $=\frac{1}{12}(bh^3-b'h'^3)$.

3° *Double té.* . . . . $\frac{1}{12}(bh^3-b'h'^3)$.

4° *Section en croix.* . . . . $\frac{1}{12}\left\{(b_1h_1^3+b(h^3-h_1^3)\right\}$

5° *Section à triple té.* . . . . $\frac{1}{12}\left\{b_2h_2^3+b_1(h_1^3-h_2^3)+b(h^3-h_1^3)\right\}$.

6° *Cercle plein.* Moment d'inertie par rapport à un diamètre. . . . . $\frac{1}{4}\pi r^4$,

et par rapport à une perpendiculaire élevée au centre du cercle. . $\frac{1}{2}\pi r^4$,

7° *Cercle creux.* Moment d'inertie par rapport à un diamètre. . . . . $\frac{1}{4}\pi(r^4-r'^4)$,

et par rapport à une perpendiculaire élevée par le centre. . . . . $\frac{1}{2}\pi(r^4-r'^4)$.

8° *Ellipse pleine.* Moment d'inertie par rapport à l'axe (b). . . . . . . $\frac{1}{4}\pi bh^3$.

9° *Ellipse creuse.* — — . . . . $\frac{1}{4}\pi(bh^3-b'h'^3)$.

10° *Section à simple té.* Si l'on appelle x la distance verticale qui existe entre l'horizontale supérieure de la section et le centre de gravité de cette section, centre par lequel on admet que passe la fibre neutre, et si l'on prend le moment d'inertie par rapport à l'horizontale passant par le centre de gravité, on trouve :

$$x=\frac{1}{2}\frac{bh^2+b_1h_1^2+2bhh_1}{bh+b_1h_1} \quad \text{et} \quad I=\frac{1}{3}\left\{b\left[x^3-(x-h)^3\right]+b_1\left[x+h_1-x)^3\right]\right\}$$

11° *Section à double té à branches inégales.* Si l'on appelle x la distance verticale qui existe entre l'horizontale supérieure de la section et le centre de gravité de cette section, centre par lequel on admet que passe la fibre neutre, et si on prend le moment d'inertie par rapport à l'horizontale passant par ce centre de gravité, on trouve :

$$x = \frac{1}{2} \frac{bh^2 + b_1 h_1^2 + b_2 h_2^2 + 2[b_1 h h_1 + b_2 h_2 (h + h_1)]}{bh + b_1 h_1 + b_2 h_2}$$

et $$I = \frac{1}{3} \left\{ b[x^3 - (x-h)^3] + b_1[(x-h)^3 + (h+h_1-x)^3] + b_2[(h+h_1+h_2-x)^3 - (h+h_1-x)^3] \right\}$$

12° *Sections quelconques.* Mais ces formules deviennent déjà compliquées et, en général, il n'est facile de calculer exactement les moments d'inertie que pour les pièces de formes géométriques simples et symétriques par rapport à l'axe de rotation.

Aussitôt qu'il y a dissymétrie, le calcul exact devient très-pénible.

On peut heureusement opérer par approximation, et ce serait folie que de chercher l'exactitude mathématique dans les calculs de résistance qui laissent à l'imprévu une si large part; dans bien des cas, on arrivera à d'excellents résultats, et on risquera beaucoup moins de se tromper en employant une méthode expéditive pour le calcul des moments d'inertie.

On décompose la surface dont il s'agit en un certain nombre de parties d'étendue limitée, et dont on puisse, sans trop d'erreur, considérer tous les points comme situés à la même distance de l'axe de rotation; on calcule la surface élémentaire considérée, et on la multiplie par le carré de la distance constante qui s'y rapporte, puis on fait la somme des produits élémentaires.

On se trouvera bien d'appliquer cette méthode aux grandes poutres à double té, pour lesquelles la hauteur est considérable, par rapport à l'épaisseur des semelles. Souvent on néglige le moment d'inertie de l'âme, on ajoute à la section des semelles celle des cornières qui les relient à l'âme, et on multiplie la section totale ainsi obtenue par le carré de la demi-hauteur de la poutre. L'erreur que l'on commet en opérant ainsi est insignifiante, eu égard aux hypothèses qu'on admet dans la suite des calculs.

POUTRES DROITES A PLUSIEURS TRAVÉES.

On sait combien les poutres droites à plusieurs travées se sont multipliées depuis vingt ans; elles offrent un moyen commode de franchir de longues distances sans surélever la voie outre mesure. Elles conviennent donc toutes les fois qu'il faut ménager aux eaux un large débouché, et toutes les fois aussi que les fondations sont difficiles et coûteuses.

Lorsqu'une poutre repose sur plusieurs appuis, la première difficulté qui se présente est de déterminer la réaction propre à chacun de ses appuis. En statique le problème est indéterminé, et on connaît seulement la somme des réactions qui doit être égale au poids total de la charge.

Cependant la connaissance de ces réactions est indispensable pour calculer le moment fléchissant dans chaque section. Navier a cherché à les trouver par le calcul, mais sa méthode très-compliquée est presque inapplicable dans la pratique.

La question s'est notablement simplifiée lorsqu'on s'est proposé de calculer, non pas les réactions, mais les moments fléchissants qui s'exercent à l'aplomb de chaque appui. C'est en s'engageant dans cette voie que MM. Bertot et Clapeyron

ont trouvé la relation qui lie entre eux les moments fléchissants, s'exerçant sur trois appuis consécutifs ; cette relation est la base fondamentale du calcul des poutres à plusieurs travées.

On commence par supposer la poutre de section constante, et on s'en donne le poids approximatif ; d'autre part, la surcharge est connue. Cela permet de calculer en chaque point le moment fléchissant maximum, et d'en déduire la quantité de matière qui doit entrer dans la section. On opère donc par ce qu'on appelle une règle de fausse position ; régulièrement, on devrait recommencer le calcul avec les dimensions nouvelles qui varient d'une section à l'autre, on trouverait de nouvelles dimensions plus approchées avec lesquelles on se livrerait à un nouveau calcul, et ainsi de suite jusqu'à ce que deux résultats successifs diffèrent peu l'un de l'autre.

Ce procédé pénible n'est pas en usage, on se contente du premier essai, et l'on adopte les dimensions déduites de l'hypothèse d'une section constante.

Au point de vue mathématique, on ne saurait avoir une grande confiance dans une pareille méthode, et il est bien désirable que l'on trouve un jour quelque chose de plus exact.

Mais, au point de vue pratique il n'en est plus de même : « les poutres calculées par cette méthode, dit M. Bresse, se comportent convenablement et résistent bien aux épreuves qu'on leur impose, le fait est constaté par de nombreuses expériences ; donc la méthode de calcul n'est pas mauvaise. »

L'ouvrage le plus complet sur la matière est celui de M. Bresse, qui a donné le moyen de calculer une poutre d'un nombre quelconque de travées, les travées ayant une longueur quelconque. Nous engageons le lecteur qui voudrait épuiser la question à recourir à cet ouvrage.

M. Colignon, dans sa théorie élémentaire des poutres droites, a traité le problème d'une manière plus simple.

Nous tâcherons de le réduire au strict nécessaire, en nous servant des travaux de ces deux ingénieurs.

Théorème de Bertot et Clapeyron. — Soit, fig 2, pl. I, trois points d'appui consécutifs A, B, C, d'une poutre à plusieurs travées. Appelons XX_1X_2 les moments fléchissants sur chacun de ces trois appuis, l et l' les longueurs des travées, p et p' les charges uniformes par mètre courant auxquelles ces travées sont soumises, R la réaction verticale que l'appui A transmet à la travée AB.

En une section M de cette travée, le moment total des forces extérieures qui s'exercent à gauche de cette section comprend trois moments élémentaires :

1° Le moment inconnu X, positif ou négatif,

2° Le moment Rx de la réaction de l'appui,

3° Le moment de la surcharge uniforme $\left(-\frac{1}{2}px^2\right)$ de signe contraire au précédent.

De sorte que l'équation de la déformation démontrée précédemment peut s'écrire :

$$EI\frac{d^2y}{dx^2} = X + Rx - \frac{1}{2}px^2.$$

Intégrons cette équation, elle devient :

$$EI\frac{dy}{dx} = Xx + R\frac{x^2}{2} - \frac{1}{6}px^3 + C^{te},$$

Pour déterminer la constante arbitraire, appelons φ l'angle que fait avec l'horizon la fibre neutre déformée au point A; la tangente trigonométrique de cet angle est égale à la valeur de $\frac{dy}{dx}$ qui correspond à $x = 0$, donc la constante est égale à

$$\mathrm{EI} \operatorname{tang} \varphi,$$

et l'équation peut s'écrire

$$(1) \qquad \mathrm{EI}\left(\frac{dy}{dx} - \operatorname{tang} \varphi\right) = \mathrm{X}x + \mathrm{R}\,\frac{x^2}{2} - \frac{1}{6}px^3$$

Intégrons-la une seconde fois, elle donne :

$$(2) \qquad \mathrm{EI}\,(y - x \operatorname{tang} \varphi) = \mathrm{X}\,\frac{x^2}{2} + \mathrm{R}\,\frac{x^3}{6} - \frac{1}{24}px^4.$$

Il y aurait bien une constante arbitraire à ajouter au second membre, mais cette constante est nulle puisque y devient nul pour $x = 0$.

Lorsque le point variable M arrive en B, la somme des moments des forces extérieures situées à gauche de la section devient

$$\mathrm{X} + \mathrm{R}l - \frac{1}{2}pl^2,$$

et cette somme est évidemment équivalente au moment X_1, d'où l'équation

$$(3) \qquad \mathrm{X}_1 = \mathrm{X} + \mathrm{R}l - \frac{1}{2}pl^2.$$

Dans l'équation (2), si on fait $x = l$, on devra faire en même temps $y = 0$, et il en résultera l'équation nouvelle :

$$(4) \qquad \mathrm{EI}l \operatorname{tang} \varphi = \mathrm{X}\,\frac{l^2}{2} + \mathrm{R}\,\frac{l^3}{6} - \frac{1}{24}pl^4.$$

Entre les équations (3) (4), éliminons la réaction R que nous tirerons par exemple de l'équation (3), effectuons les simplifications de calcul et nous arrivons à la relation :

$$(5) \qquad \mathrm{X}_1 = -2\mathrm{X} - \frac{6\mathrm{EI}}{l} \operatorname{tang} \varphi - \frac{1}{4}pl^2.$$

Appliquons la formule (5) à la travée BC en remplaçant X_1 par X_2 X par X_1, l par l', p par p' et φ par φ', angle de l'horizon avec la fibre neutre déformée en B, il viendra :

$$(6) \qquad \mathrm{X}_2 = -2\mathrm{X}_1 - \frac{6\mathrm{EI}}{l'} \operatorname{tang} \varphi' - \frac{1}{4}p'l'^2.$$

Mais en revenant en sens inverse nous pouvons appliquer cette même formule (6) à la travée AB en remplaçant X_2 par X, l' par l et p' par p, et, remarquant que la courbe affectée par la fibre neutre se poursuit d'une manière continue sans rebroussement sur les appuis, nous devrons prendre pour nouvelle valeur de φ' l'angle opposé au sommet, c'est-à-dire $-\varphi'$, c'est-à-dire remplacer tang φ'

par — tang φ', de sorte que l'équation (6) transformée s'écrira :

$$(7) \qquad X = -2X_1 + \frac{6EI}{l}\tang\varphi' - \frac{1}{4}pl^3.$$

Multipliant maintenant l'équation (6) par l' et l'équation (7) par l, et ajoutant nous voyons que φ' s'élimine et qu'il nous reste :

$$(8) \qquad Xl + 2X_1(l+l') + X_2l' + \frac{1}{4}pl^3 + \frac{1}{4}p'l'^3 = 0$$

C'est la relation entre les moments fléchissants sur trois points d'appui consécutifs, découverte par Bertot et Clapeyron.

Calcul des moments sur les points d'appui successifs. — Soit une poutre à (m) travées, elle comporte $(m+1)$ appuis que nous désignerons par les lettres

$$A_0 A_1 \ldots\ldots A_m.$$

Les longueurs respectives des travées sont

$$l_1\ l_2 \ldots\ldots l_m,$$

et les poids uniformément répartis sur chaque travée sont

$$p_1\ p_2 \ldots\ldots p_m.$$

Les moments successifs sur les points d'appui sont

$$X_0 X_1 \ldots\ldots X_m;$$

mais le premier et le dernier X_0 et X_m sont nuls, puisque les bouts de la poutre sont simplement posés sur les culées sans aucun encastrement.

Pour déterminer les $(m-1)$ moments fléchissants inconnus, nous aurons donc $(m-1)$ équations :

$$\left\{\begin{array}{l} 2X_1(l_1+l_2) + X_2l_2 = -\frac{1}{4}p_1l_1^3 - \frac{1}{4}p_2l_2^3 = -K_2, \\ X_1l_2 + 2X_2(l_2+l_3) + X_3l_3 = -\frac{1}{4}p_2l_2^3 - \frac{1}{4}p_3l_3^3 = -K_3, \\ X_2l_3 + 2X_3(l_3+l_4) + X_4l_4 = -\frac{1}{4}p_3l_3^3 - \frac{1}{4}p_4l_4^3 = -K_4, \\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ X_{m-2}l_{m-1} + 2X_{m-1}(l_{m-1}+l_m)\ldots = -\frac{1}{4}p_{m-1}l^3_{m-1} - \frac{1}{4}p_ml^3_m = -K_m. \end{array}\right. \qquad (1)$$

C'est un système de $(m-1)$ équations du premier degré, que l'on pourra, s l'on veut, résoudre directement si le nombre m est très-faible. Mais, dès que (m) prend une valeur notable, la résolution du système devient compliquée, et il faut recourir à la méthode de Bezout.

Elle consiste, comme on sait, à multiplier chaque équation par un coefficient indéterminé, à faire la somme de toutes les équations ainsi modifiées, et, dans l'équation finale, on égale à zéro les coefficients de toutes les inconnues à l'exception d'une seule.

Ces coefficients égalés à zéro donnent un nouveau système d'équations généra-

lement plus facile à résoudre que le premier. De ce second système, on tire les valeurs des coefficients que l'on porte dans l'équation générale d'où on tire une des inconnues.

Appliquons cette méthode au cas actuel, et multiplions la dernière équation par 1, l'avant-dernière par α_1, la suivante par α_2 et la première par α_{m-2}; ajoutons membre à membre les équations ainsi obtenues, nous obtiendrons une équation finale, qui nous permettra de déterminer successivement toutes les valeurs de X.

Par exemple pour déterminer X, nous poserons :

$$\left\{\begin{array}{l} \alpha_{m-2}\, l_2 + 2\alpha_{m-3}(l_2 + l_3) + \alpha_{m-4}\, l_3 = 0 \\ \alpha_{m-3}\, l_3 + 2\alpha_{m-4}(l_3 + l_4) + \alpha_{m-5}\, l_4 = 0 \\ \ldots\ldots\ldots\ldots \\ \ldots\ldots\ldots\ldots \\ \alpha_2\, l_{m-2} + 2\alpha_1(l_{m-2} + l_{m-1}) + l_{m-1} = 0 \\ \alpha_1\, l_{m-1} + 2(l_{m-1} + l_m \ldots\ldots = 0 \end{array}\right\} \quad (2)$$

Ce système d'équation du premier degré se résout immédiatement; de la dernière équation on tire α_1 que l'on porte dans la précédente qui donne α_2 et ainsi de suite indéfiniment.

Portant les valeurs de α dans l'équation en X_1 on aura la valeur de ce moment, et au moyen du groupe (1) on trouvera successivement X_2 X_3..... etc.

Pour compléter le groupe (2), on peut déterminer un coefficient α_{m-1} *par* l'équation

$$\alpha_{m-1}\, l_1 + 2\alpha_{m-2}(l_1 + l_2) + \alpha_{m-3}\, l_2 = 0,$$

et alors la valeur de X_1 se mettra sous la forme simple

$$X_1 = \frac{K_2\,\alpha_{m-2} + K_3\,\alpha_{m-3} \ldots + K_{m-1}\,\alpha_1 + K_m}{\alpha_{m-1}\, l_1}$$

Nous connaissons donc tous les moments fléchissants sur les appuis. Reste à déterminer les moments fléchissants en tous les points d'une travée quelconque.

Moments fléchissants dans une travée. — Déterminer les moments fléchissants en un point quelconque d'une travée A_n A_{n+1} figure 3, planche I.

Soit une section quelconque M située à une distance x de l'origine, le moment fléchissant X dans cette section est équivalent à la somme des moments fléchissants de toutes les forces extérieures comprises à gauche de cette section par exemple. Or, on peut supposer la poutre sciée en A_n pourvu qu'on applique en ce point le moment X_n et une certaine réaction R_n de l'appui sur la travée A_n A_{n+1}. Le moment fléchissant X est donc égal à

$$(1) \qquad X = X_n + R_n x - \frac{1}{2} p_{n+1} x^2,$$

et lorsque le point M atteint l'appui A_{n+1}, c'est-à-dire lorsque $x = l_{n+1}$, l'équation précédente devient :

$$(2) \qquad X_{n+1} = X_n + R_n\, l_{n+1} - \frac{1}{2} p_{n+1}\, l^2_{n+1}.$$

Entre les équations (1) et (2) éliminons R_n, nous trouvons pour X la valeur

$$(3) \qquad X = \frac{X_n(l_{n+1} - x) + X_{n+1}\, x}{l_{n+1}} + \frac{1}{2} p_{n+1}\, x\,(l_{n+1} - x);$$

Si l'on prend comme axe des abscisses l'horizontale $A_n A_{n+1}$ et qu'en chaque point M, on élève, à une certaine échelle, une ordonnée représentant X, on obtiendra la courbe représentative des moments fléchissants qui n'est autre qu'une parabole du second degré.

Dans une poutre à plusieurs travées solidaires, les moments fléchissants sur tous les appuis sont négatifs, de sorte que la parabole représentative des moments affecte la disposition que représente la figure 3, excepté dans les travées de rive où elle prend la forme $A_0 A_1$.

La parabole représentative rencontre l'axe des x, $A_n A_{n+1}$, en deux points dont les abscisses s'obtiendront au moyen de l'équation (3) dont on égalera à zéro le premier membre X.

L'ordonnée maxima de la parabole s'obtiendra en égalant à zéro la dérivée $\frac{dX}{dx}$ du premier membre de l'équation (3); on trouvera l'abscisse correspondante et par suite le moment lui-même.

On remarquera encore que l'expression de X se compose de deux termes :

Le premier est linéaire et a pour valeur successives les ordonnées de la droite $X_n X_{n+1}$ qui joint les extrémités des ordonnées extrêmes représentant les moments fléchissants sur les appuis.

Le second est parabolique et ne dépend que de la charge p_{n+1} afférente à la travée, ce terme est exactement celui qu'on obtiendrait si la travée était sciée à ses deux extrémités et supposée libre.

Le terme linéaire est toujours négatif, l'autre est toujours positif, donc si on construit la droite et la parabole, le moment fléchissant en un point sera la différence de leurs deux ordonnées prises en valeur absolue.

Autrement dit, si on prend $A_n S = X_n$ et $A_{n+1} T = X_{n+1}$, que l'on tire la droite ST et que l'on trace la parabole $A_n U A_{n+1}$ qui donne les moments fléchissants dans la travée supposée libre et soumise seulement à la charge uniforme p_{n+1} par mètre courant, le moment fléchissant réel en un point de la travée sera mesuré à l'échelle par la partie d'ordonnée interceptée entre la droite et la parabole.

Des efforts tranchants. — La considération des efforts tranchants est secondaire, car, dans la pratique, pour s'opposer au flambage, on est toujours forcé de donner à l'âme seule de la poutre plus de section qu'il n'est nécessaire pour qu'elle résiste au cisaillement.

M. Bresse conseille de ne pas s'occuper de l'effort tranchant. Du reste on aurait, dit-il, approximativement sa valeur maximum dans une travée en augmentant un peu le demi-poids de la travée, en prenant par exemple les $\frac{5}{8}$ du poids total, surcharge comprise.

Du reste, il est toujours facile de calculer l'effort tranchant en chaque point en remarquant que l'effort tranchant est la dérivée $\frac{dX}{dx}$ du moment fléchissant.

Des combinaisons de surcharge. — Il y a deux causes qui mettent en jeu la résistance des poutres :

1° La charge fixe, qui dépend du poids même de la poutre et du poids de la superstructure.

2° La surcharge, qui est supposée uniforme dans chaque travée, mais qui peut être appliquée soit sur une seule, soit sur deux ou plusieurs travées. Il y a donc un certain nombre de combinaisons de surcharges différentes, et comme toutes ces combinaisons sont réalisables, il convient, en chaque point de la

poutre, de déterminer la section en vue de la combinaison la plus défavorable, c'est-à-dire de celle qui donne le plus grand moment fléchissant, soit positif, soit négatif.

Pour une poutre à une travée, il n'y a qu'une combinaison.

Pour une poutre à deux travées, les deux travées peuvent être chargées séparément ou ensemble, d'où résultent trois combinaisons ou seulement deux si les deux travées sont égales.

Pour une poutre à trois travées, on peut charger chaque travée séparément, ou bien la première avec la seconde, la première avec la troisième, la seconde avec la troisième, ou encore les trois travées à la fois, en tout sept combinaisons. Si la poutre est symétrique, c'est-à-dire si les deux travées extrêmes sont égales, il y a deux combinaisons de moins.

D'une manière générale, pour une poutre à (m) travées, le nombre des combinaisons différentes de surcharge est $(2^m - 1)$, dont il faut retrancher toutes celles qui font double emploi lorsque la poutre devient symétrique.

Remarques diverses. — Nous ne pouvons suivre M. Bresse dans les savants développements qu'il donne de la théorie que nous venons d'exposer d'une manière fort sommaire. Nous nous contenterons de transcrire ici quelques résultats importants ou curieux de ses calculs sur les poutres symétriques :

1° Dans une poutre où les travées intermédiaires ont une longueur égale à celle des travées de rive multipliée par $\sqrt{\frac{3}{2}}$ ou 1,22474..., tous les appuis intermédiaires se comportent absolument comme des encastrements, sous l'action de la charge permanente.

2° De même, dans une poutre d'un nombre infini de travées, les appuis qui sont infiniment éloignés d'une extrémité fonctionnent comme des encastrements sous l'action de la charge permanente. On peut même dire que, dans une poutre ayant un nombre quelconque de travées, les appuis se rapprochent de plus en plus de fonctionner comme des encastrements, sous la charge permanente, à mesure qu'ils sont plus rapprochés du centre et que le nombre des travées est plus grand. Lorsqu'on arrive à 8 ou 10 travées, on peut, sans grand inconvénient, considérer les travées centrales comme encastrées, sous l'action de la charge permanente seulement.

3° Quand une poutre ayant un nombre pair de travées, toutes égales entre elles, est surchargée sur les travées de rang pair, les moments de flexion aux points d'appui sont les mêmes que si la surcharge passait sur les travées impaires; ces moments sont donc la moitié de ceux que produirait la surcharge de la poutre entière.

4° Les calculs précédents s'appliquent uniquement à des appuis placés exactement de niveau. Si une poutre, parfaitement rectiligne sur le chantier et possédant une hauteur constante, était placée sur des supports qui ne seraient pas en ligne droite après leurs tassements, les conditions du calcul seraient totalement changées: dans certains cas particuliers il pourrait y avoir bénéfice pour la stabilité, et perte dans d'autres. Une variation de niveau, en apparence insignifiante, qu'éprouvera un appui, peut avoir sur l'intensité des moments de flexion une influence considérable. Le constructeur devra donc donner tous ses soins à réaliser l'égalité de niveau des appuis, non pas avant le lancement, mais après, lorsque tous les tassements se sont produits. Cette égalité de niveau a paru à certains ingénieurs si difficile à obtenir et surtout à maintenir, qu'ils n'hésitaient pas à proscrire les poutres à travées solidaires et à les remplacer

par des poutres distinctes placées bout à bout; ces craintes ne se sont pas réalisées dans la pratique.

La contradiction que l'on remarque ainsi entre la théorie et la pratique montre bien qu'il ne faut pas attacher une confiance absolue à la méthode actuellement en usage pour le calcul des poutres droites : cette méthode est plus empirique que théorique.

5° M. Bresse cherche quelles dispositions il faudrait adopter pour rendre minimum le moment fléchissant moyen sous une charge uniforme; parmi les conditions qu'il trouve, nous remarquerons celle-ci : l'ouverture d'une travée de rive doit être les $\frac{4}{5}$ de l'ouverture des travées intermédiaires. Cette proportion est assez souvent adoptée, mais nous ne pensons pas qu'en réalité elle ait une grande influence et qu'elle réduise d'une manière sensible le moment moyen et par suite la quantité de matière.

6° Dans une poutre à section constante, dont la longueur totale 2L est subdivisée en n travées solidaires, si la charge est uniformément répartie sur cette longueur 2L, à raison du poids p par unité linéaire, il est absolument impossible, quelque disposition qu'on imagine pour l'écartement et le nivellement des appuis : 1° de faire descendre le moment fléchissant moyen au-dessous de la limite $\frac{pL^2}{8(n-0,4)^2}$; 2° de faire descendre le moment fléchissant maximum au-dessous d'une autre limite égale à $\frac{pL^2}{4(n-0,293)^2}$.

EXEMPLE DU CALCUL DES POUTRES DROITES.

Nous allons éclaircir par des exemples les méthodes que nous venons d'exposer pour le calcul des poutres à une ou à plusieurs travées. Ces exemples indiqueront rapidement les cas usuels.

Calcul d'une poutre à une seule travée. — Soit un double T en fer à branches égales de 6 mètres de longueur, et de $0^m,50$ de hauteur; cette hauteur étant déterminée d'ordinaire par la disposition des lieux et par l'espace dont on dispose. L'âme du double T a par exemple $0^m,007$ d'épaisseur; la largeur horizontale des semelles est de $0^m,20$, et on demande de calculer l'épaisseur de ces semelles, de telle sorte que nulle part l'effort imposé au métal ne dépasse 6 kilogrammes par milimètre carré (fig. 4, pl. IV).

La poutre a à porter par mètre courant une charge fixe de 1,200 kilogrammes, y compris son poids approximatif, et elle devra être éprouvée par une surcharge de 900 kilogrammes, par exemple, au mètre courant.

Le poids total p par mètre courant est donc 2100 kilogrammes, soit pour la poutre entière 12,600 kilogrammes.

L'effort tranchant est maximum à l'aplomb des appuis; il est égal à la moitié du poids total. Soit 6,300 kilogrammes.

En un point M situé à une distance x de l'origine A, le moment fléchissant a pour expression

$$X=\frac{pl}{2}x-\frac{px^2}{2}=\frac{px}{2}(l-x)$$

Ce moment est maximum pour $x = \frac{l}{2}$, c'est-à-dire au milieu de la poutre.

A 1 mètre de l'appui, on a. . . . . . $X = 5250$
A 2 mètres. . . . . $X = 8400$
A 3 mètres, c'est-à-dire au milieu. . . $X = 9450$

Ces trois ordonnées suffisent pour tracer la parabole représentative des moments.

La section de la poutre se déterminera par la formule :

$$R = \frac{Xh}{2I},$$

dans laquelle on devra faire :

$$R = 6{,}000{,}000 = 6{,}10^6 \quad \frac{h}{2} = 0{,}3 \quad X = 9450,$$

d'où il résulte : $$I = \frac{9450 . 0{,}3}{6{,}10^6} = \frac{945}{2{,}10^6} = 0{,}0004725$$

Le moment d'inertie de l'âme est environ $\frac{1}{12} \cdot 0{,}007 . \overline{0,}\ = 0{,}000126$; il reste donc pour le moment d'inertie des semelles 0,0003465.

En appelant x l'épaisseur de ces semelles, leur surface est $0{,}2x$ pour chacune, et leur moment d'inertie par rapport à l'axe transversal du double T est sensiblement égal à :

$$2 . 0{,}2 . x . \overline{0{,}3}^2 = x . 0{,}0108,$$

d'où l'équation : $$x = \frac{0{,}0003465}{0{,}0108} = 0^m{,}032.$$

Les semelles devront donc avoir $0^m{,}032$ d'épaisseur.

Supposez qu'on veuille les composer avec des cornières et des feuilles de tôle, rivées entre elles, ou rivées sur l'âme aussi en tôle ; on adoptera par exemple des cornières de $\frac{80{,}80}{10}$; chaque cornière a pour surface 0,0015, et la partie moyenne de cette surface est à peu près à $0^m{,}25$ de l'axe transversal de la poutre, de sorte que le moment d'inertie des quatre cornières réunies est de :

$$4 \times 0{,}0015 \times \overline{0{,}25}^2 = 0{,}00009375;$$

il reste à trouver dans les semelles un moment d'inertie égal à

$$[0{,}0003465 - 0{,}00009375],$$

c'est-à-dire

$$0{,}00025255$$

L'épaisseur x des semelles se déduira donc de la formule

$$x = \frac{0{,}00025255}{0{,}0108} = 0{,}024$$

et on pourra composer chaque semelle avec deux feuilles de $0^m{,}012$, ou avec trois feuilles de $0^m{,}008$.

L'avantage qu'on trouve à composer ainsi la poutre avec des feuilles de tôle et des cornières, c'est qu'on n'est pas forcé de poursuivre les feuilles des semelles sur toute la longueur : comme le moment fléchissant va en décroissant depuis le milieu de la poutre jusqu'aux extrémités où il est nul, il est inutile de placer autant de matière aux extrémités qu'au milieu, on arrêtera donc les semelles successivement à de certaines distances à partir du milieu, et voici comment on opérera :

L'âme, les cornières et la première feuille de $0^m,008$ donnent un moment d'inertie égal à

$$0,000126 + 0,00009375 + 0,00008418 = 0,00030393;$$

Ce moment d'inertie I′ suffit pour équilibrer un moment fléchissant $X = \frac{2RI'}{h} = 6078$; admettons que l'âme, les cornières et la première feuille des semelles régnant sur toute la longueur de la poutre, le moment fléchissant auquel elles correspondent sera représenté en chaque point par l'ordonnée du rectangle A*mn*B, représentant à l'échelle le nombre 6078.

Le moment d'inertie de la seconde feuille des semelles est 0,00008418, et correspond à un moment fléchissant $X = \frac{2RI}{h} = 1686$ qui est représenté à l'échelle par le rectangle (*mnpq*).

De même, la troisième feuille correspond à un moment fléchissant représenté par le rectangle *pqrs* égal au précédent.

Si l'on faisait régner les trois feuilles sur toute la longueur de la poutre, on pourrait en chaque section résister à un moment fléchissant que mesure l'ordonnée constante du rectangle A*r*B*s*; mais il n'est pas besoin d'avoir cet excès de force, puisqu'il suffit de résister à un moment fléchissant mesuré par l'ordonnée de la parabole. On peut donc retrancher du rectangle tout ce qui est en dehors de la parabole.

En réalité, on ne retranche pas tout, parce qu'il faut couper les feuilles de tôle verticalement et non en biseau, mais on arrête successivement toutes les feuilles à une certaine distance de la parabole. Ainsi, dans le cas qui nous occupe, la feuille la plus éloignée n'aura que trois mètres de longueur, la seconde que quatre mètres ; quant à la dernière feuille, elle régnera sur toute la longueur, ainsi que l'âme et les cornières.

Nous nous sommes assez longuement étendu sur cet exemple, plutôt théorique que pratique ; mais il indique en détail la marche à suivre pour une ouverture quelconque.

On vérifiera si la résistance à l'effort tranchant est convenablement satisfaite près des appuis,

Le calcul des poutres droites de petite portée est en réalité plus compliqué que nous ne venons de l'indiquer ; l'épreuve par charge uniformément répartie de 400 kilogrammes au mètre carré de tablier, ne suffit pas à assurer la solidité d'une poutre de petite portée, à l'aplomb de laquelle peuvent passer des chariots pesant plusieurs tonnes. Aussi, les règlements prescrivent-ils, comme nous le verrons plus loin, des épreuves par charge roulante. Nous donnerons ultérieurement une application détaillée de la manière dont on peut conduire le calcul avec ce nouveau genre de surcharge.

Calcul d'une poutre à quatre travées solidaires. — On propose de cal-

culer une poutre à quatre travées solidaires, les travées de rive ayant **40 mètres**, et les travées médianes 50 mètres de portée.

La charge fixe est de 2,000 kilogrammes par mètre courant, et la **surcharge** d'épreuve a la même valeur, 2,000 kilogrammes.

Appelons X, X′ et X″ les moments fléchissants sur les piles; les moments fléchissants extrêmes sur les culées sont nuls.

Appliquons le théorème de Bertot et Clapeyron dans lequel nous ferons

$$l_1 = l_4 = 40, \quad l_2 = l_3 = 50.$$

1° *Effet de la charge permanente.* — Étudions d'abord l'effet de la charge permanente qui est répartie uniformément sur toute la longueur du pont. Il faudra dans les formules faire

$$p_1 = p_2 = p_3 = p_4 = 2000.$$

L'équation générale

$$X_{m-1}\, l_m + 2X_m\,(l_m + l_{m+1}) + X_{m+1}\, l_{m+1} = -\frac{1}{4}\, p_m l^3_m - \frac{1}{4} p_{m+1} l^3_{m+1}$$

appliquée à la poutre à quatre travées, donne les trois équations suivantes :

$$2X\,(40 + 50) + X'50 = -\frac{1}{4}\, 2000\,(40^3 + 50^3)$$

$$X50 + 2X'\,(50 + 50) + X''50 = -\frac{1}{4}\, 2000\,(50^3 + 50^3)$$

$$X'50 + 2X''\,(50 + 40 = -\frac{1}{4}\, 2000\,(50^3 + 40^3)$$

Ces équations simplifiées s'écrivent :

$$18X + 5X' = -10000\ 945$$

$$X + 4X' + X'' = -10000.250$$

$$5X' + 18X'' = -10000.945$$

Ce système est facile à résoudre, car il suffit de tirer de la première et de la troisième équation X et X″ en fonction de X′, et de porter ces quantités dans la seconde équation qui donnera X′.

Mais pour suivre la méthode générale, multiplions la dernière équation par 1, la seconde par α et la première par α', et ajoutons le tout, membre à membre, il vient :

$$(1) \qquad X18\,\alpha' + \alpha) + X'\,(5\alpha' + 4\alpha + 5) + X''\,(\alpha + 18) = -10000\,(945\alpha' + 250\alpha + 945)$$

Pour déterminer α et α', égalons à zéro les coefficients de X et de X″, nous trouvons :

$$18\alpha' + \alpha = 0, \quad \alpha + 18 = 0, \quad \text{donc} \quad \alpha = -18 \quad \alpha' = 1.$$

Portant ces valeurs dans l'équation (1) et simplifiant, elle donne la valeur de X′, qui, introduite dans la première et dans la dernière équation du groupe primitif, fournit X et X″.

$$X = X'' = -408065$$

$$X' = -420965$$

La figure 5 de la planche I représente le diagramme de la poutre; on a porté à une certaine échelle au-dessous de l'horizontale, les moments fléchissants sur les appuis, et on se propose maintenant de déterminer les courbes représentatives des moments fléchissants dans chaque travée.

Nous avons démontré que, dans la travée de rang m, le moment X_x en une section x de cette travée (les x étant comptés à partir de l'origine de la travée), est exprimé par la formule:

$$(2) \qquad X_x = \frac{X_{m-1}(l_m - x) + X_m x}{l_m} + \frac{1}{2} p_m x (l_m - x).$$

Travée de rive. — Pour la travée de rive il faudra faire dans cette formule :

$$X_{m-1} = 0, \quad l_m = 40, \quad X_m = X = -408065, \quad p_m = 2000,$$

et elle deviendra : $X_x = 29798x - 1000x^2$.

Cette parabole coupe l'axe des x, c'est-à-dire que le moment fléchissant s'annule pour $x = 0$, et pour $x = 29^m,8$. La tangente horizontale correspond évidemment à $x = \left(\frac{29^m,8}{2}\right) = 14^{m},9$, et la valeur correspondante du moment fléchissant est 221990.

Ces données nous suffisent pour tracer d'une manière suffisamment exacte la parabole représentative des moments, qui est la même dans les deux travées de rive : on voit que le moment fléchissant, nul à l'origine, est positif jusqu'à $29^m,8$; d'abord croissant jusqu'à $14^m,9$, il décroît et s'annule à $29^m,8$; au delà il devient négatif et va sans cesse en augmentant jusque sur l'appui. Au point $29,^m8$, la poutre pourrait donc théoriquement avoir une section nulle, ou tout au moins la section simplement suffisante pour résister à l'effort tranchant.

Travées intermédiaires. — Dans les deux travées intermédiaires, les courbes sont identiques par raison de symétrie : il suffit de calculer l'une d'elles; à cet effet on prendra dans la formule (2),

$$X_{m-1} = X = -408065, \quad l_m = 50, \quad X_m = -420965, \quad p_m = 2000,$$

et l'on trouvera en opérant les réductions, la courbe

$$X_x = -408050 + 49742.x - 1000x^2,$$

parabole qui rencontre l'axe des (x) à des distances $10^m,53$ et $38^m,95$ de la pile; la tangente horizontale, c'est-à-dire le moment fléchissant positif maximum, correspond à la moyenne arithmétique des deux distances précédentes, c'est-à-dire à la cote $24^m,74$, et la valeur du moment est alors 191477.

Ces quantités nous suffisent bien pour tracer la parabole complète, comme on le voit sur la figure 5.

Et nous avons obtenu tout ce qui est relatif à la charge permanente.

2° **Effet de la surcharge.** — La surcharge est de 2,000 kilogr. par mètre courant ; une travée est toujours complétement chargée, mais les travées peuvent être chargées isolément, deux à deux, ou trois à trois, ou toutes les quatre à la fois. Il faut prévoir chaque section de la poutre en vue de la combinaison de surcharge la plus défavorable.

Quel nombre de combinaisons pouvons nous avoir ?

On peut charger une travée seule, ce qui ferait quatre combinaisons, réduites à deux à cause de la symétrie.

On peut charger deux travées et avoir les combinaisons (1.2) (1.3) (1.4) (2.3) (2.4) (3.4), qui se réduisent à quatre cas, les deux dernières font double emploi ;

On peut charger trois travées et avoir les combinaisons (1.2.3) (1,3.4) (2.3.4), qui se réduisent à deux, car la dernière fait double emploi avec la première ;

Enfin on peut charger toutes les travées ensemble, une combinaison.

En tout, neuf combinaisons distinctes.

Il serait assez long de répéter les calculs pour chacune d'elles ; on peut heureusement simplifier beaucoup les choses au moyen de la méthode graphique, dont M. l'Ingénieur Maurice Lévy a eu l'idée.

Ne considérons d'abord la surcharge que sur une travée à la fois, nous aurons deux combinaisons à considérer, puisque les deux autres sont symétriques :

Première combinaison. Surcharge sur la première travée. — La surcharge est de 2,000 kilogr. Appliquons le théorème de Bertot et Clapeyron, abstraction faite de la charge permanente que nous avons étudiée à part ; il faudra dans les formules prendre $p_1 = 2{,}000$, avec $p_2 p_3 p_4$ nuls, et les trois équations suivantes se présenteront pour fournir les valeurs Y, Y′, Y″ des moments fléchissants sur les appuis :

$$2Y(40+50)+Y'50=-\frac{1}{4}p_1 l_1^3=-\frac{1}{4}2000.40^3$$
$$Y50+2Y'(50+50)+Y''50=0$$
$$Y'50+2Y''(50+40)=0$$

De ces trois équations on déduit :

$$Y=-192110 \quad Y'=51610 \quad Y''=-14335$$

Comme tout à l'heure, la formule (2) nous donnera les valeurs du moment fléchissant aux divers points de chaque travée.

1re TRAVÉE. $X_{m-1}=0,\quad X_m=-192110,\quad l_m=40,\quad p_m=2000,$

avec ces données numériques, la formule (2) devient après réduction :

$$X_x=35197x-1000x^2;$$

elle représente une parabole dont l'ordonnée s'annule pour $x=0$, et pour $x=35^m{,}19$; la tangente horizontale, c'est-à-dire le moment fléchissant positif maximum, correspond au point

$$x=\frac{35{,}19}{2}=17^m{,}6, \text{ et alors } X_x=299707.$$

Ces résultats nous suffisent pour tracer la parabole qu'on voit sur la figure 5_1, planche I.

2e TRAVÉE. $X_{m-1}=-192110,\quad X_m=51610,\quad l_m=50,\quad p_m=0.$

Avec ces données numériques, la formule (2) devient après réduction :

$$X=-192110+x\,4876.$$

C'est-à-dire une ligne droite qui coupe l'axe des x au point $39^m{,}90$; elle est bien facile à tracer puisqu'il suffit de joindre les extrémités des moments Y et Y′.

3me *travée*. La courbe représentative des moments est encore la ligne droite qui joint les extrémités des deux moments sur les points d'appui, Y′ et Y″. — Il est inutile d'en écrire l'équation.

4me *travée*. La courbe des moments est la droite qui joint l'extrémité de Y″ à l'origine de la poutre.

Voici donc construites toutes les courbes des moments fléchissants produits par la surcharge de la première travée.

Les courbes produites par la surcharge de la quatrième travée sont égales aux précédentes, mais placées en ordre inverse, comme le montre la figure 5_1.

Deuxième combinaison. Surcharge sur la seconde travée — La surcharge est de 2,000 kilogr. Appliquons encore le théorème de Bertot et Clapeyron, abstraction faite de la charge permanente que nous avons étudiée à part ; il faudra dans les formules prendre p_1, p_3, p_4 nuls et $p_2 = 2{,}000$; les trois équations suivantes se présenteront pour fournir les valeurs Z, Z′, Z″ des moments fléchissants sur les appuis :

$$18Z + 5Z' = -50^4$$
$$Z + 4Z' + Z'' = -10.50^3$$
$$5Z' + 18Z'' = 0$$

De ces trois équations, on déduit :

$$Z = -274360, \quad Z' = -262097, \quad Z'' = 72860.$$

Comme tout à l'heure, la formule (2) nous donnera la valeur du moment fléchissant aux divers points de chaque travée.

1re *travée*. — C'est la droite qui joint l'extrémité de la poutre à l'extrémité du moment négatif Z.

2e TRAVÉE. $\quad X_{m-1} = -274360, \quad X_m = -262097, \quad l_m = 50, \quad p_m = 2000,$

avec ces données numériques, la formule (2) devient après réduction :

$$X_x = -1000x^2 + 50245x - 274360,$$

elle représente une parabole dont l'ordonnée s'annule pour

$$x_1 = 6^m{,}23 \quad \text{et} \quad x_2 = 44^m{,}01 ;$$

la tangente horizontale, c'est-à-dire le moment fléchissant maximum, correspond au point $x = 25^m{,}12$ et alors le moment fléchissant est égal à 356,640.

Ces résultats nous suffisent pour tracer la parabole indiquée sur la figure 5_1.

3me *travée*. La courbe représentative des moments est la droite qui joint l'extrémité du moment Z′ à celle du moment Z″.

4me *travée*. La courbe représentative des moments est la droite qui joint l'extrémité du moment Z″ à l'origine de la poutre.

Voici donc construites toutes les courbes des moments fléchissants produits par la surcharge de la seconde travée.

Les courbes produites par la surcharge de la 3me travée sont égales aux précédentes mais placées en ordre inverse comme le montre la figure 5_1.

Vérification importante. — Les lignes droites qui joignent Z et Z′, Z′ et Z″ rencontrent l'axe horizontal aux mêmes points (*a* et *b*) que les droites qui joignent Y et Y′, Y′ et Y″. — On peut le vérifier sur l'épure.

C'est une relation générale, qui est vraie quel que soit le nombre des travées ; elle est démontrée par M. Bresse. Nous nous contenterons de l'indiquer, et le lecteur devra se la rappeler pour contrôler les résultats des calculs.

Recherche des moments fléchissants maximums, positifs et négatifs, produits par la surcharge. — La figure 5_1 de la planche I, donne en chaque point le moment fléchissant produit par la surcharge d'une travée quelconque; ce qui fait, en chaque point quatre moments distincts. Chacun d'eux se produit séparément lorsqu'on surcharge uniquement la travée à laquelle il se rapporte ; mais, lorsqu'on surcharge plus d'une travée à la fois, il y a deux, trois ou quatre moments coexistants.

Le moment qui en résulte est leur somme algébrique.

Parmi les moments élémentaires, les uns sont positifs, les autres négatifs, de sorte que le moment fléchissant maximum ne correspond pas au cas où toutes les travées sont chargées simultanément.

En chaque point, la surcharge peut produire deux moments maximums :

L'un, positif, qui est la somme des moments élémentaires positifs,
L'autre, négatif, qui est la somme — — négatifs,

Ainsi à l'aplomb du premier appui 1, on trouve que le moment fléchissant maximum positif se produit lorsque la 3me travée seule est surchargée et il est égal à 72860; quant au moment fléchissant maximum négatif, il se produit lorsque la première, la deuxième et la quatrième travée sont surchargées, la troisième restant libre et ce maximum est égal en valeur absolue à

$$14335 + 192110 + 274360$$

Si l'on prend maintenant le point coté 25^m,12 dans la seconde travée, on reconnaît que le moment fléchissant maximum positif se produit lorsque la deuxième et la quatrième travée sont seules surchargées.

On conçoit donc sans peine comment, en cumulant simplement des ordonnées nous avons pu construire en quelques instants les deux courbes de la figure 5_2, donnant en chaque point l'une les moments fléchissants maximums positifs, l'autre les moments fléchissants maximums négatifs dus à la surcharge. Ces courbes, obtenues par l'addition d'ordonnées de lignes droites avec des ordonnées de lignes droites ou de paraboles, se composent d'arcs paraboliques et de lignes droites, et les points de passage sont faciles à déterminer; ils sont du reste indiqués sur l'épure.

Recherche du moment fléchissant maximum total en chaque point. — Pour trouver le moment fléchissant maximum total en chaque point, il faut combiner la charge permanente et la surcharge, c'est-à-dire les résultats de la figure 5 avec ceux de la figure 5_2.

Nous connaissons en un point : 1° le moment fléchissant X dû à la charge permanente; 2° le moment maximum positif X′ que la surcharge est capable de produire; 3° le moment maximum négatif X″ que la surcharge est capable de produire.

Le moment X existe toujours ; mais on peut le combiner soit avec X′ soit avec X″; on fera donc les sommes algébriques (X + X′) et (X + X″) et la plus grande de ces deux sommes en valeur absolue représentera le plus grand moment que soit susceptible de produire la charge permanente agissant simultanément avec toutes les combinaisons imaginables de surcharge.

Par une opération géométrique des plus simples consistant à ajouter ou à retrancher deux longueurs, on construira donc immédiatement le moment maximum total en chaque point, et, comme l'intensité des efforts qui résultent de l'action d'un moment fléchissant sur une section de la poutre est indépendante du signe de ce moment, on peut se dispenser de tenir compte du signe du moment maximum total; on le prend seulement en valeur absolue; en chaque point de l'axe horizontal on élève une ordonnée mesurant ce moment et on construit ainsi la courbe de la figure 5_3.

Il y a donc un choix à faire entre les deux sommes $(X+X')$ et $(X+X'')$ et cela entraîne un certain tâtonnement : l'indécision cesse, grâce à une remarque présentée par M. Bresse;

« La limite en valeur absolue des moments de flexion, pour un point quelconque de la poutre, est égale à la somme des valeurs absolues que prennent en ce point : 1° le moment de flexion X produit par la charge permanente, 2° celui des deux moments limites X', X'', dont le signe est le même que celui du moment X. »

Cette proposition se démontre comme il suit :

En un point de la poutre, la surcharge d'un certain nombre de travées produit des moments positifs, et la surcharge de toutes les autres travées produit des moments négatifs. L'une de ces surcharges est complémentaire de l'autre, c'est-à-dire que, si on les suppose coexistantes, toutes les travées se trouvent surchargées simultanément. Cela est évident.

Le moment fléchissant produit par la surcharge générale, est la somme algébrique des moments fléchissants produits par deux surcharges complémentaires.

D'un autre côté, tous les moments fléchissants varient proportionnellement à la valeur p de la charge ou surcharge uniforme par mètre courant.

D'après cela, désignons par p la charge permanente et par p' la surcharge; la somme $X'+X''$ des moments dûs à deux combinaisons complémentaires de surcharge sera égale au moment X dû à la charge permanente, pourvu que l'on multiplie ce moment par le rapport $\frac{p'}{p}$. D'où la relation :

$$X=(X'+X'')\frac{p}{p'}. \tag{1}$$

Ainsi, la connaissance de la courbe de la figure 5 se déduirait immédiatement de la connaissance des deux courbes de la figure 5_1 en multipliant la somme algébrique de leurs deux ordonnées par le rapport $\frac{p}{p'}$. Ou, d'une manière générale, l'une quelconque des trois courbes peut se déduire de la connaissance des deux autres ; dans la pratique, il vaut mieux les construire toutes les trois directement et se servir de la relation précédente pour procéder à des vérifications.

Quant à la courbe (figure 5_3) du moment maximum total, elle s'obtient, comme nous l'avons vu en prenant en chaque point comme ordonnée la plus grande des deux sommes $(X+X')(X+X'')$.

Mais de la relation (1) on déduit :

$$X+X'=X'+(X'+X'')\frac{p}{p'} \tag{2}$$

$$X+X''=X''+(X'+X'')\frac{p}{p'} \tag{3}$$

C'est une relation générale, qui est vraie quel que soit le nombre des travées ; elle est démontrée par M. Bresse. Nous nous contenterons de l'indiquer, et le lecteur devra se la rappeler pour contrôler les résultats des calculs.

Recherche des moments fléchissants maximums, positifs et négatifs. produits par la surcharge. — La figure 5_1 de la planche I, donne en chaque point le moment fléchissant produit par la surcharge d'une travée quelconque; ce qui fait, en chaque point quatre moments distincts. Chacun d'eux se produit séparément lorsqu'on surcharge uniquement la travée à laquelle il se rapporte; mais, lorsqu'on surcharge plus d'une travée à la fois, il y a deux, trois ou quatre moments coexistants.

Le moment qui en résulte est leur somme algébrique.

Parmi les moments élémentaires, les uns sont positifs, les autres négatifs, de sorte que le moment fléchissant maximum ne correspond pas au cas où toutes les travées sont chargées simultanément.

En chaque point, la surcharge peut produire deux moments maximums :

L'un, positif, qui est la somme des moments élémentaires positifs,
L'autre, négatif, qui est la somme — — négatifs,

Ainsi à l'aplomb du premier appui 1, on trouve que le moment fléchissant maximum positif se produit lorsque la 3me travée seule est surchargée et il est égal à 72860; quant au moment fléchissant maximum négatif, il se produit lorsque la première, la deuxième et la quatrième travée sont surchargées, la troisième restant libre et ce maximum est égal en valeur absolue à

$$14335 + 192110 + 274360$$

Si l'on prend maintenant le point coté 25^{m},12 dans la seconde travée, on reconnaît que le moment fléchissant maximum positif se produit lorsque la deuxième et la quatrième travée sont seules surchargées.

On conçoit donc sans peine comment, en cumulant simplement des ordonnées nous avons pu construire en quelques instants les deux courbes de la figure 5_2, donnant en chaque point l'une les moments fléchissants maximums positifs, l'autre les moments fléchissants maximums négatifs dus à la surcharge. Ces courbes, obtenues par l'addition d'ordonnées de lignes droites avec des ordonnées de lignes droites ou de paraboles, se composent d'arcs paraboliques et de lignes droites, et les points de passage sont faciles à déterminer; ils sont du reste indiqués sur l'épure.

Recherche du moment fléchissant maximum total en chaque point. — Pour trouver le moment fléchissant maximum total en chaque point, il faut combiner la charge permanente et la surcharge, c'est-à-dire les résultats de la figure 5 avec ceux de la figure 5_1.

Nous connaissons en un point : 1° le moment fléchissant X dû à la charge permanente; 2° le moment maximum positif X' que la surcharge est capable de produire; 3° le moment maximum négatif X'' que la surcharge est capable de produire.

Le moment X existe toujours ; mais on peut le combiner soit avec X' soit avec X''; on fera donc les sommes algébriques (X + X') et (X + X'') et la plus grande de ces deux sommes en valeur absolue représentera le plus grand moment que soit susceptible de produire la charge permanente agissant simultanément avec toutes les combinaisons imaginables de surcharge.

Par une opération géométrique des plus simples consistant à ajouter ou à retrancher deux longueurs, on construira donc immédiatement le moment maximum total en chaque point, et, comme l'intensité des efforts qui résultent de l'action d'un moment fléchissant sur une section de la poutre est indépendante du signe de ce moment, on peut se dispenser de tenir compte du signe du moment maximum total ; on le prend seulement en valeur absolue ; en chaque point de l'axe horizontal on élève une ordonnée mesurant ce moment et on construit ainsi la courbe de la figure 5_3.

Il y a donc un choix à faire entre les deux sommes $(X + X')$ et $(X + X'')$ et cela entraîne un certain tâtonnement : l'indécision cesse, grâce à une remarque présentée par M. Bresse ;

« La limite en valeur absolue des moments de flexion, pour un point quelconque de la poutre, est égale à la somme des valeurs absolues que prennent en ce point : 1° le moment de flexion X produit par la charge permanente, 2° celui des deux moments limites X', X'', dont le signe est le même que celui du moment X. »

Cette proposition se démontre comme il suit :

En un point de la poutre, la surcharge d'un certain nombre de travées produit des moments positifs, et la surcharge de toutes les autres travées produit des moments négatifs. L'une de ces surcharges est complémentaire de l'autre, c'est-à-dire que, si on les suppose coexistantes, toutes les travées se trouvent surchargées simultanément. Cela est évident.

Le moment fléchissant produit par la surcharge générale, est la somme algébrique des moments fléchissants produits par deux surcharges complémentaires.

D'un autre côté, tous les moments fléchissants varient proportionnellement à la valeur p de la charge ou surcharge uniforme par mètre courant.

D'après cela, désignons par p la charge permanente et par p' la surcharge ; la somme $X' + X''$ des moments dûs à deux combinaisons complémentaires de surcharge sera égale au moment X dû à la charge permanente, pourvu que l'on multiplie ce moment par le rapport $\frac{p'}{p}$. D'où la relation :

$$X = (X' + X'')\frac{p}{p'}. \tag{1}$$

Ainsi, la connaissance de la courbe de la figure 5 se déduirait immédiatement de la connaissance des deux courbes de la figure 5_2 en multipliant la somme algébrique de leurs deux ordonnées par le rapport $\frac{p}{p'}$. Ou, d'une manière générale, l'une quelconque des trois courbes peut se déduire de la connaissance des deux autres ; dans la pratique, il vaut mieux les construire toutes les trois directement et se servir de la relation précédente pour procéder à des vérifications.

Quant à la courbe (figure 5_3) du moment maximum total, elle s'obtient, comme nous l'avons vu en prenant en chaque point comme ordonnée la plus grande des deux sommes $(X + X')(X + X'')$.

Mais de la relation (1) on déduit :

$$X + X' = X' + (X' + X'')\frac{p}{p'} \tag{2}$$

$$X + X'' = X'' + (X' + X'')\frac{p}{p'} \tag{3}$$

La somme $X' + X''$ prend le signe de X' ou celui de X'', suivant que le premier de ces moments l'emporte sur l'autre en valeur absolue ou lui est inférieur. Donc si X' dépasse X'' abstraction faite du signe, $X + X'$ l'emportera de même sur $X + X''$, car dans la somme (2) les deux termes ont même signe et sont l'un égal l'autre supérieur aux deux termes de la somme (3), lesquels sont en outre de signes contraires.

Le même raisonnement montre que, si X'' dépasse X' en valeur absolue, $X + X''$ l'emportera sur $X + X'$.

Donc, la proposition que nous avons énoncée se trouve démontrée.

Ainsi la construction de la courbe du moment total est bien facile : prenons par exemple la première travée :

Depuis zéro jusqu'à 29^m,8 (figure 5), le moment fléchissant de la charge permanente est positif, il faudra donc ajouter les ordonnées qui le représentent à celles de la courbe supérieure de la figure 5_2; depuis 29^m,8 jusqu'à 40 mètres, c'est-à-dire sur tout le reste de la travée, le moment fléchissant de la charge permanente est négatif, il faudra donc ajouter les ordonnées qui le représentent à celles de la courbe inférieure de la figure 5_2.

On opérera de même pour les autres travées ; c'est aux points où la courbe de la charge permanente rencontre l'axe horizontal que correspondent les points de rebroussement que l'on remarque dans la courbe du moment fléchissant total, figure 5_3.

Distribution des tôles. — La courbe de la figure 5_3, donnant en chaque point le moment maximum total, est très-commode pour arrêter la distribution des tôles, ainsi que nous l'avons déjà fait pour une poutre à une seule travée.

Il est admis que, pour une bonne répartition du métal, la hauteur d'une poutre doit être comprise entre $\frac{1}{10}$ et $\frac{1}{12}$ de sa portée.

Dans l'exemple que nous avons choisi, nous pouvons donc prendre une poutre de 4 mètres de hauteur (figure 5_4).

Cette poutre, composée en double T, aura une âme en treillis métallique, qu'embrasseront en haut et en bas deux cornières de $\frac{120.120}{10}$ (cette notation indique des cornières dont une branche a 0^m,12, l'autre 0^m,12 et dont l'épaisseur est 0^m,01). Sur les deux cornières accolées sont rivées des feuilles de tôle horizontales de 0^m,40 de largeur et de 0^m,012 d'épaisseur ; le nombre des feuilles de tôle qu'on superpose est variable suivant le moment total qui s'exerce dans chaque section de la poutre.

Il s'agit de calculer le moment d'inertie des diverses portions d'une poutre ainsi composée :

D'abord, on ne tient pas compte de la résistance de l'âme, que l'on considère comme destinée surtout à empêcher le flambage de la poutre c'est-à-dire le rapprochement des semelles, haute et basse.

Pour compenser cette erreur, on admet d'ordinaire que la section tout entière des cornières est située à une distance de l'axe neutre égale à la moitié de la hauteur de la poutre.

Ici la surface de la section d'une cornière est de.	0,0023
Et la surface des quatre cornières.	0,0092
Leur moment d'inertie est égal à cette surface multipliée par $\left(\frac{4}{2}\right)^2$ ou à	0,0368.
La surface d'une feuille de tôle de 0^m,40 sur 0^m,012 est de.	0,0048
Et pour deux feuilles symétriques.	0,0096
Le moment d'inertie de ce couple de deux feuilles est donc. . . .	0,0384

Admettant que le fer travaille à 6 kilogrammes par millimètre carré et prenant la formule connue

$$R=\frac{Xh}{2I},$$

dans laquelle on fait

$$R=6.10^6,\quad \frac{h}{2}=2^m,$$

et I égal au moment d'inertie des 4 cornières ou d'une double feuille de tôle, on trouve que les quatre cornières sont capables d'équilibrer par leur résistance moléculaire un moment fléchissant de 110400, et qu'une double feuille de tôle est capable d'équilibrer un moment de 115200.

Sur la figure 5_8 prenons à l'échelle une ordonnée égale à 110400, et prolongeons la successivement de longueurs égales à 115200 jusqu'à ce que nous ayons dépassé le plus haut sommet de la courbe. Menons les horizontales aux extrémités de ces ordonnées successives; nous trouvons qu'il faut sept feuilles de tôle à la semelle; il en faudrait même huit parce que le plus haut sommet de la courbe dépasse un peu la septième feuille, mais on peut se contenter de sept, parce que le plus haut sommet est à l'aplomb d'une pile, c'est-à-dire en un endroit où l'on doit remplacer l'âme en treillis par une âme pleine.

Si l'on faisait régner les cornières et les sept feuilles sur toute la longueur de la poutre, on serait bien assuré de la résistance; mais en beaucoup d'endroits on aurait un excédant de métal. Il suffit pour la sécurité que le moment de la résistance moléculaire de la tôle en chaque point soit un peu supérieur au moment total que les forces extérieures sont susceptibles de produire.

Ce qui revient à dire que, théoriquement, le diagramme des moments fléchissants qu'on peut demander au métal, doit envelopper la courbe du moment total en s'en rapprochant le plus possible.

On pourra donc interrompre une ou plusieurs feuilles de tôle là où leur présence n'est pas nécessaire et on réalisera de la sorte une économie notable.

L'aspect seul de la figure 5_8 fait nettement comprendre cette méthode :

Les quatres cornières règnent nécessairement sur toute la longueur,

La première feuille de tôle règne aussi sur toute la longueur,

La deuxième feuille est interrompue par des intervalles vides de 2 et de 3 mètres (dans la pratique on ne les ménagerait sans doute pas).

La troisième feuille est interrompue par des intervalles vides de 5 et 6 mètres.

La quatrième par des intervalles de 7, de 10 et 11 mètres.

La cinquième feuille ne règne plus que sur 10 mètres de largeur à l'aplomb des trois piles, la sixième feuille sur 7 mètres, et la septième feuille sur 5 mètres seulement.

Nous ne donnons qu'un exemple théorique ; dans la pratique, le nombre des feuilles de tôle serait trop élevé; on le réduirait en portant la hauteur de la poutre à 5 mètres, en augmentant un peu les dimensions des cornières et portant la largeur des semelles à $0^m,50$.

Nous espérons que le lecteur, en suivant exactement la méthode que nous venons d'exposer en quelques pages, pourra calculer assez rapidement les dimensions d'une poutre à un nombre quelconque de travées solidaires.

Poutre à deux travées solidaires. La poutre à deux travées solidaires se rencontre assez fréquemment dans la pratique. Les formules se simplifient, et l'équation de Bertot et Clapeyron ne renferme plus que le moment fléchissant

sur la pile, puisque les moments fléchissants sur les culées sont nuls. Le lecteur traitera facilement ce cas simple en suivant la marche générale ; nous l'engageons du reste à s'exercer sur quelques exemples : il verra que le problème, en apparence compliqué, peut être assez rapidement résolu en combinant, comme nous l'avons fait, le calcul et le procédé graphique.

Effort tranchant. Dans l'exemple que nous avons donné, nous ne nous sommes pas occupé de l'effort tranchant. Cet effort, variable d'une section à l'autre, ne dépasse pas les $\frac{5}{8}$ du poids total d'une travée, c'est-à-dire qu'il ne dépasse pas $(\frac{5}{8}.50.4000) = 125000$ kilogrammes.

Or la section des quatre cornières et de la première feuille de tôle, qui règnent sur toute la longueur, est de 18800 millimètres carrés ; chaque millimètre carré peut travailler à 6 kilogrammes. C'est donc déjà une résistance de 112800 kilogrammes ; la section de l'âme fournira bien au delà du complément.

Ainsi que nous l'avons dit après M. Bresse, la considération de l'effort tranchant est secondaire, et la nécessité de s'opposer au flambage des poutres force à donner à l'âme une rigidité telle qu'elle ne peut manquer de résister à l'effort tranchant.

Cependant, il est toujours facile de construire la courbe du moment tranchant maximum en chaque point : en effet, à chacune des courbes des moments fléchissants que nous avons tracées, correspond une courbe des efforts tranchants ; l'effort tranchant est le dérivé du moment fléchissant.

Donc si le moment fléchissant résulte de l'équation

$$X = f(x),$$

l'effort tranchant résultera de $T = f'(x)$.

Comme la fonction $f(x)$ est une parabole ou une ligne droite, la courbe représentative de l'effort tranchant $f'(x)$ sera une droite inclinée sur l'axe de la poutre ou parallèle à cet axe. Dans les deux cas, la courbe est donc très-facile à construire.

On suivra une marche identique à celle que nous avons adoptée pour les moments fléchissants : 1° on fera la courbe des efforts tranchants dus à la charge permanente ; 2° on tracera les courbes des efforts tranchants lorsque les travées sont chargées sucessivement ; 3° puis les courbes des efforts tranchants maximums positifs et négatifs ; 4° et enfin la courbe de l'effort tranchant maximum total en combinant 1° et 3° comme nous l'avons fait pour les moments.

Il est inutile pour nous d'insister sur cette opération.

CALCUL DES ARCS MÉTALLIQUES.

On tend à se servir de plus en plus des arcs métalliques pour supporter le tablier des ponts de grande ouverture.

La théorie de la résistance d'un arc métallique est assez compliquée, et il faut prendre comme point de départ des hypothèses plus ou moins admissibles ; nous avons vu, en parlant des voûtes en ciment considérées comme monolithes à quelles difficultés on se heurte dès les premiers pas.

Ces difficultés ont été vaincues en grande partie, et le lecteur trouvera dans le traité de M. Bresse une théorie complète de la résistance des arcs métalliques.

Cette théorie ne saurait trouver place ici, et nous nous contenterons de donner, avec quelques commentaires, les formules simplifiées.

S'appuyant sur le travail de M. Bresse, M. Albaret a inséré dans les *Annales des ponts et chaussées* de 1861 (deuxième semestre), un Mémoire sur le calcul des arcs métalliques à section constante et à section variable, soumis à des charges uniformément réparties suivant l'horizontale.

Dans les *Annales des ponts et chaussées* de 1862 (deuxième semestre), M. Albaret présente un Mémoire sur le calcul des arcs métalliques dans le cas des grandes surcharges, et dans le même volume M. l'ingénieur Darcel traite divers problèmes relatifs aux arcs et fermes métalliques surbaissés. M. Darcel revient sur la même question dans le premier semestre des *Annales des ponts et chaussées* de 1865. Enfin, on trouve dans le numéro de décembre 1870 des *Annales des ponts et chaussées*, une nouvelle étude de M. Albaret sur les ponts métalliques en arcs surbaissés.

Calcul approché de la poussée à la clef et de la tension aux naissances. Un arc métallique et un arc en maçonnerie ne diffèrent l'un de l'autre que sous le rapport de l'élasticité de la matière, et les mêmes formules leur seraient applicables.

Nous avons vu, en traitant des voûtes, que Navier, considérant la charge comme appliquée normalement à l'intrados, était arrivé à la formule simple :

$$T = \rho F, \qquad (1)$$

dans laquelle T représente la pression qui s'exerce normalement à la section transversale considérée, ρ est le rayon de courbure de l'intrados au point où la section transversale le rencontre, F est la charge qui agit sur l'arc normalement à l'intrados par mètre courant.

Avec l'hypothèse de Navier, en admettant que la charge normale F soit à peu près constante, ce qui ne s'écarte guère de la vérité pour des arcs surbaissés, si l'on veut que la pression normale qui règne en une section quelconque soit constante, il faudra que le rayon de courbure ρ soit constant, c'est-à-dire que l'arc soit profilé suivant un arc de cercle.

La formule (1) peut suffire à la rigueur pour déterminer la section de l'arc. Exemple :

Soit $\rho = 60$ mètres, $F = 5000$ kilogrammes,
l'équation donne : $T = 300000$ kilogrammes.

Étant admis que la fonte ne doit travailler par compression qu'à 5 kilogrammes par millimètre carré, il en résulte pour l'arc supposé en fonte une section de

60000 millimètres carrés ou de $0^{m.q},06$,

qui pourrait s'obtenir par un rectangle de 2 mètres sur $0^m,03$. Mais la forme de section rectangulaire n'est pas usuelle et on a recours au double et souvent au triple T, comme nous le verrons par les exemples ultérieurs.

Le général Morin a donné d'autres formules pour déterminer la poussée à la clef et la pression sur la section des naissances. On admet toujours qu'il n'y a que des pressions dans toute l'étendue de l'arc surbaissé, mais la pression est variable d'une section à l'autre et va croissant de la clef aux naissances.

Soit *ab*, figure 6, pl. II, la fibre centrale de l'arc ; c'est, relativement, une

petite portion d'une circonférence de grand rayon, et par suite on peut admettre qu'elle diffère peu d'une parabole à axe vertical. Les pressions normales aux sections extrêmes, c'est-à-dire tangentes en a et b à l'arc de parabole, rencontrent l'axe de cette parabole en d et le sommet c partage la sous-tangente ed en deux parties égales. Donc

$$ed=2f.$$

Si l'on appelle Q la poussée horizontale de l'arc, P la charge et surcharge totales appliquées à une moitié de l'arc, et T la pression qui s'exerce sur la section des naissances, cette pression T est la résultante de la poussée Q et du poids P. D'un autre côté, le triangle TPQ est semblable au triangle acd et l'on a

$$(1) \qquad Q=P\frac{l}{2f},$$

ce qui détermine la poussée horizontale Q.

Quant à la pression T, elle résulte de l'équation

$$T=\sqrt{P^2+Q^2}=P\sqrt{1+\frac{l^2}{4f^2}}$$

Formules données par M. Bresse. 1° Calcul de la poussée horizontale Q. La fibre moyenne de la pièce courbe donnée est un arc de cercle situé dans un plan vertical ; les forces qui lui sont appliquées sont des poids contenus dans ce plan.

La pièce courbe repose aux naissances sur deux appuis placés au même niveau, et l'on admet que ces appuis sont assez massifs pour équilibrer au moins la poussée horizontale de l'arc, de manière à rendre invariable la corde de cet arc.

C'est cette condition d'invariabilité de la longueur de la corde qui permet d'établir les équations d'équilibre.

Poussée due à un poids isolé (fig. 7, pl. II). Adoptant les notations de M. Bresse, nous désignons par :

($2a$) la corde AB de l'arc , f sa flèche , ρ le rayon du cercle de la fibre moyenne ;

α l'angle fait par le rayon correspondant à un point D quelconque avec l'axe vertical des y;

φ le demi-angle au centre de l'arc, c'est la valeur limite de α ;

θ la valeur particulière de α qui correspond au point C auquel est appliqué un poids Π ;

Les réactions verticales T et T' des appuis sont toujours faciles à déterminer en décomposant le poids Π dans le rapport inverse de ses distances aux appuis.

Il doit y avoir équilibre entre ce poids et les réactions T et Q, T' et Q' des appuis, abstraction faite du poids spécial de la poutre ; en appliquant le théorème des projections, on trouve sur l'horizontale la relation

$$Q-Q'=0,$$

c'est-à-dire que la poussée est la même sur chaque appui. Il suffit donc de déterminer Q.

(1) $$Q = \Pi \frac{A}{B} \left(\frac{1 - \lambda \frac{r^2}{a^2}}{1 + \lambda' \frac{r^2}{a^2}} \right),$$

Cette poussée horizontale est donnée par la formule :

dans laquelle: $$A = \frac{1}{2}(\sin^2\varphi - \sin^2\theta) + \cos\varphi(\cos\theta + \theta\sin\theta - \cos\varphi - \varphi\sin\varphi)$$
$$B = \varphi + 2\varphi\cos^2\varphi - 3\sin\varphi\cos\varphi$$

r est le rayon de gyration de la section de l'arc, c'est-à-dire le quotient du moment d'inertie de cette section par son aire ; le moment d'inertie étant pris toujours par rapport à l'horizontale passant par la fibre moyenne, c'est-à-dire par le centre de gravité de la section ;les coefficients λ et λ' résultent des équations :

$$\lambda = \frac{\sin^2\varphi(\sin^2\varphi - \sin^2\theta)}{2A} \qquad \lambda' = \frac{\sin^2\varphi(\varphi + \sin\varphi\cos\varphi)}{B}$$

Si l'on remarque que r est inférieur à la demi-hauteur de la pièce courbe, on reconnaît que le rapport $\left(\frac{r}{a}\right)$ est très-petit ; ainsi

Au viaduc de Tarascon, le rapport $\left(\frac{r^2}{a^2}\right)$ est égal à. . . . 0,000334
Au pont du Carrousel. 0,000106
Au viaduc de Nevers. 0,000356

Donc, on pourrait, à la rigueur, admettre pour la valeur de Q l'égalité

(2) $$Q = \Pi \frac{A}{B},$$

et M. Bresse donne à la fin de son traité des tables d'où l'on déduit immédiatement le rapport $\left(\frac{A}{B}\right)$.

A défaut de ces tables, on peut à la rigueur calculer directement les quantités A et B en se servant d'une table de logarithmes, et mieux encore de la table des sinus et cosinus naturels.

Si on cherche à faire subir à la formule (2) les corrections relatives à λ et λ', on reconnaît que le maximum absolu de λ est égal au nombre 3 ; si on se reporte aux valeurs données plus haut pour $\frac{r^2}{a^2}$, on voit immédiatement qu'en supprimant le terme en λ on commettra une erreur qui, dans la pratique, n'atteindra jamais 0,001 ; ainsi, il n'y a pas besoin de s'occuper du terme en λ,

Quant à la correction relative à λ', elle peut prendre une valeur notable; M. Bresse démontre que l'on peut sans erreur sensible admettre la relation

(3) $$\frac{1}{1 + \lambda' \frac{r^2}{a^2}} = \frac{1}{1 + \frac{15r^2}{8f^2}};$$

le terme correctif est alors indépendant de θ dans un arc à section constante.

La correction relative à λ est, avons-nous dit, assez importante : en effet, avec un arc surbaissé au $\frac{1}{21}$, ce qui correspond à

$$\frac{2\varphi}{\pi}=0,12,$$

le terme correctif que fournit l'équation (3) est à peu près égal à $\frac{1}{3}$; en se servant de la formule (2) pour déterminer la poussée Q dans ce cas, on commettrait donc une erreur de 33 pour 100. Un tel surbaissement n'est guère usité dans la pratique; si l'on prend un surbaissement de $\frac{1}{12}$ ou de $\frac{1}{8}$ avec un rapport

$$\frac{r^2}{a^2}=0,001,$$

on ne trouve plus pour la valeur du terme correctif (3) que les nombres $\frac{1}{1,07}$ et $\frac{1}{1,03}$.

Dans tous les cas, il sera prudent de calculer ce terme correctif (3) pour reconnaître s'il y a lieu d'en tenir compte.

2° *Poussée due à une dilatation.* L'arc étant posé sur ses appuis et calé de telle sorte que la corde ne puisse augmenter de longueur, les variations de température qui tendent à allonger ou à raccourcir la fibre neutre, ont une grande influence sur la valeur de la poussée.

Ainsi une dilatation totale égale à τ, par mètre courant de longueur, développe une poussée que permet de calculer la formule :

$$(4) \qquad Q=\tau e.\frac{r^2}{a^2}.\frac{F}{1+\lambda'\frac{r^2}{a^2}},$$

formule dans laquelle,

(e) est le ressort longitudinal de l'arc, c'est-à-dire $\Sigma E.\omega$, ou tout simplement $E\Omega$, produit du coefficient d'élasticité par l'aire de la section transversale;

τ est la dilatation totale que l'arc peut subir par mètre courant ; d'après Dulong et Petit, le coefficient de dilatation du fer est de 0,000011831; la pose de l'arc étant faite à la température moyenne, soit à 15°, la variation totale de la température après le calage ne dépassera guère 25°, d'où résulte une dilatation totale maxima de 25 fois le coefficient de dilatation, soit de 0,0003; M. Bresse admet même pour la valeur de τ à substituer dans la formule (4) le nombre 0,0004 ;

λ' est le coefficient dont nous avons donné la valeur approchée au paragraphe précédent,

F est déterminé par la formule

$$F=\frac{2\sin^3\varphi}{\varphi+2\varphi\cos^2\varphi-3\sin\varphi\cos\varphi}.$$

Au lieu de la formule (4), on peut se contenter de la formule

$$(5) \qquad Q=\frac{\tau e r^2}{r^2+\frac{8}{15}f^2},$$

dans laquelle les lettres ont les significations précédemment définies.

Lorsque le rapport $\frac{2\varphi}{\pi}$ varie de 0,12 à 0,40, l'erreur relative en trop que l'on commet en substituant la formule (5) à la formule (4) varie de 0,004 à 0,06; pour $\varphi = \frac{\pi}{4}$, l'erreur relative est 0,09; puis elle croît rapidement, et pour le plein cintre elle atteint 0,46.

Dans les cas ordinaires, on pourra donc employer la formule (5) qui, du reste, donne toujours un résultat trop fort; mais dès que l'angle (2φ) dépassera 90°, on commencera à commettre une erreur considérable et il faudra revenir à la formule (4).

3° *Poussée horizontale produite par une charge uniformément répartie suivant l'arc ou suivant la corde.*

En désignant par p la charge qui agit par mètre courant de l'arc ou de la corde, la charge totale sera

$$p.2\rho\varphi \quad \text{ou} \quad p.2a,$$

et la poussée horizontale sera donnée par les formules :

$$\text{(6)} \qquad Q = p\rho\varphi \frac{a}{2f}\left(\frac{1-\frac{3f^2}{7a^2}}{1+\frac{15r^2}{8f^2}}\right)$$

dans le cas de la répartition uniforme suivant l'arc, et

$$\text{(7)} \qquad Q = \frac{pa^2}{2f}\left(\frac{1-\frac{f^2}{7a^2}}{1+\frac{15r^2}{8f^2}}\right)$$

dans le cas de la répartition uniforme suivant la corde.

Le rapport des deux poussées est peu différent dans les arcs surbaissés; il varie de 0,997 à 0,953 lorsque $\frac{2\varphi}{\pi}$ varie de 0,12 à 0,50; et de 0,953 à 0,75 lorsque $\frac{2\varphi}{\pi}$ varie de 0,50 à 1.

Dans les cas usuels, on pourra donc se contenter de la répartition uniforme suivant la corde et adopter la valeur de la poussée fournie par la formule (7).

« C'est avec raison, dit M. Bresse, qu'on regarde habituellement le poids propre de l'arc comme devant s'ajouter au poids du tablier, au poids d'épreuve, etc..., pour donner un poids total, par mètre courant de corde, sur lequel on base le calcul de la poussée. Il n'y aurait d'intérêt à faire la distinction que dans certains problèmes où beaucoup de précision serait nécessaire, et où le poids propre de l'arc serait comparable à ceux qu'il supporte. »

2° **Calcul de la flèche.** — La variation de flèche produite par un poids uniformément réparti sur la longueur de la corde, à raison de p kilogrammes pa mètre courant, s'obtient par la formule,

$$\text{(8)} \qquad -\Delta f = 1{,}56 \frac{p\rho^2}{e\left(1+\frac{15r^2}{8f^2}\right)}\left(1+0{,}0122\frac{f^4}{a^2r^2}\right)$$

ou même, tout simplement, par la formule approchée

$$(9) \qquad -\Delta f = \frac{3}{2} \cdot \frac{p\rho^2}{e}.$$

Quant à la variation de flèche produite par une variation de température capable de déterminer une dilatation totale τ par mètre courant, on l'obtient par l'équation simple

$$(10) \qquad \Delta f = 1{,}56\, \tau . \rho .$$

3° **Pression maxima produite par un poids uniformément réparti suivant la corde.** — Ce poids uniformément réparti suivant la corde comprend, non-seulement la surcharge d'épreuve, mais encore la charge permanente (poids de l'arc et du tablier); ce poids s'évalue approximativement, d'après les exemples connus; on en prend le total que l'on divise par la longueur de la corde afin d'obtenir un poids par mètre courant.

La matière de l'arc est supposée homogène, ce qui est assez difficile à obtenir avec la fonte; nous admettrons, en outre, que la fibre moyenne est au milieu de la hauteur h de la poutre, ce qui est vrai, d'ordinaire, parce qu'on donne à la section de l'arc une forme symétrique.

La lettre (u) désigne la distance qui sépare un point de la section transversale de l'axe de flexion, c'est-à-dire de l'horizontale passant par la fibre moyenne; le maximum de u est la demi-hauteur de l'arc $\frac{h}{2}$.

Pour mettre en équation la résistance de la pièce, il faut exprimer que les réactions moléculaires développées dans la section D font équilibre à toutes les forces extérieures auxquelles la pièce est soumise depuis cette section D jusqu'à l'extrémité B (fig. 8, pl. II).

Ces forces extérieures se composent :

1° De la poussée Q exercée de la culée sur l'arc;

2° De la réaction verticale (pa) de la culée sur l'arc;

3° Des poids répartis uniformément sur la longueur BH à raison de p kilogrammes par mètre courant.

Les réactions moléculaires qui se développent dans la section D peuvent, comme tout système de forces, être réduites à un couple X et à une force; supposons cette force connue et transformée en deux composantes : l'une, N, normale à la section, c'est-à-dire dirigée suivant la tangente à l'arc de cercle en D; l'autre, dirigée suivant la section même; cette dernière serait l'effort tranchant, mais on ne la considère point, car son influence disparaît en présence des autres, et ce n'est point par elle qu'on voit périr les pièces courbes.

Nous voulons donc trouver les valeurs de X et de N, ce qui sera facile au moyen du théorème des projections et du théorème des moments.

Le sens positif que nous adoptons pour N est de D vers la droite; le sens positif que nous adoptons pour les moments est celui de la rotation de Kx vers Ky.

La projection de Q sur la tangente est

$$-Q \cos \alpha,$$

la projection de la réaction verticale pa est

$$-pa \sin \alpha$$

la projection du poids uniforme p régnant sur BH est

$$p.\mathrm{BH}.\sin\alpha;$$

mais

$$\mathrm{BH}=\mathrm{BK}-\mathrm{KH}=a-\mathrm{GD}=a-\rho\sin\alpha.$$

On a donc, par les projections, l'équation

$$(11) \qquad \mathrm{N}=-\mathrm{Q}\cos\alpha-p\,\rho\sin^2\alpha.$$

Le moment de Q par rapport au point D est

$$-\mathrm{Q.DH}=-\mathrm{Q}(\mathrm{OG}-\mathrm{OK})=-\mathrm{Q}\rho(\cos\alpha-\cos\varphi)$$

Le moment de la réaction verticale (pa) est

$$pa.\mathrm{BH}=pa.(\mathrm{BK}-\mathrm{KH})=pa\,\rho(\sin\varphi-\sin a)=p\rho^2\sin\varphi(\sin\varphi-\sin\alpha);$$

le moment des poids p répartis sur BH est

$$-p.\mathrm{BH}.\frac{\mathrm{BH}}{2}=-\frac{p}{2}\rho^2(\sin\varphi-\sin\alpha)^2,$$

en faisant la somme de ces trois moments, on trouve :

$$(12) \qquad \mathrm{X}=\frac{1}{2}p\,\rho^2(\sin^2\varphi-\sin^2\alpha)-\mathrm{Q}\,\rho(\cos\alpha-\cos\varphi)$$

La pression totale N répartie sur la surface Ω de la section de l'arc, donne par une unité de surface une pression

$$-\frac{\mathrm{N}}{\Omega}.$$

Quant au moment X, il produit d'un côté de la fibre neutre des compressions, et de l'autre des tensions; le maximum de ces efforts est sur la fibre la plus éloignée de l'axe, et ce maximum est égal, d'après la formule générale démontrée en tête de ce chapitre, à

$$\frac{\mathrm{X}h}{2\mathrm{I}},$$

la lettre I désignant le moment d'inertie de la section, par rapport à l'axe horizontal passant par la fibre neutre.

L'effort maximum total résulte donc de la somme

$$(13) \qquad -\frac{\mathrm{N}}{\Omega}\pm\frac{\mathrm{X}h}{2\mathrm{I}}=q;$$

à une extrémité de la section il faut faire $\frac{h}{2}$ positif et à l'autre négatif, de sorte que le second terme peut s'ajouter au premier ou s'en retrancher; comme c'est la valeur absolue de la tension qui seule nous inquiète, nous prendrons devant le second terme un signe tel que ce second terme s'ajoute au premier en valeur absolue.

Dans l'équation (13) $-N$ est toujours positif, il faut donc prendre pour le second terme un signe tel que ce second terme soit positif, c'est-à-dire le signe $+$ si X est positif et le signe $-$ si X est négatif.

Pour être fixé, il s'agit d'étudier la variation du signe de X.

Nous avons vu par la formule (7) que Q peut se mettre sous la forme $n\,2pa$, n étant un coefficient numérique toujours facile à calculer; si l'on établit le moment X en donnant à Q cette valeur, ce moment peut s'écrire :

$$X=\frac{1}{2}p\rho^2(\cos\alpha-\cos\varphi)\,(\cos\alpha+\cos\varphi-4n\sin\varphi)$$

Cette expression s'annule pour

$$\alpha=\varphi, \quad \text{et pour} \quad \alpha=\alpha_1,$$

l'angle α_1 étant déterminé par la relation

$$\cos\alpha_1=4n\sin\varphi-\cos\varphi.$$

Mais pour que l'angle α_1 puisse intervenir dans la question, il faut d'abord qu'il soit réel, et ensuite qu'il soit inférieur à φ; il est toujours réel, mais pour qu'il soit inférieur à φ, il faut que l'on ait la relation

$$n>\frac{1}{2}\,\text{cotang.}\,\varphi.$$

De là, deux cas à distinguer :

Premier cas : $n>\frac{1}{2}$ cotang φ. Le moment X s'annule en un point H correspondant à l'angle α_1; au-dessus de ce point, le moment est positif, au-dessous il est négatif et s'annule encore aux naissances (figure 9 planche II).

Le moment X n'est autre que le moment qui résulte du transport de la résultante des pressions N parallèlement à elle-même du centre des pressions en un point de la fibre neutre; d'après le sens défini pour la rotation des moments positifs, on voit que, si X est positif, la résultante des pressions et, par suite, le centre des pressions sont au-dessus de la fibre neutre. La courbe des pressions affecte donc la forme FHB, et elle coupe la fibre neutre en H et en B.

Depuis $\alpha=0$ jusqu'à $\alpha=\alpha_1$, on devra prendre le signe $+$ pour le second membre de l'expression (13); depuis $\alpha=\alpha_1$ jusqu'à $\alpha=\varphi$, on devra, au contraire, prendre le signe $-$.

Le demi-arc se divise donc en deux portions distinctes; nous appellerons q la pression dans une section transversale de la portion supérieure, et q' la pression dans une section transversale de la portion inférieure. Les quantités q et q' sont des fonctions de l'angle α qui, en développant l'équation (13), s'écrivent :

$$(14)\quad q=\frac{p\rho}{\Omega}\left[\left(-1+\frac{\rho h}{4r^2}\right)\cos^2\alpha-\left(-1+\frac{\rho h}{2r^2}\right)2n\sin\varphi\cos\alpha+1+\frac{\rho h}{4r^2}\cos\varphi(4n\sin\varphi-\cos\varphi)\right]$$

$$(15)\quad q'=\frac{p\rho}{\Omega}\left[-\left(1+\frac{\rho h}{4r^2}\right)\cos^2\alpha+\left(1+\frac{\rho h}{2r^2}\right)2n\sin\varphi\cos\alpha+1-\frac{\rho h}{4r^2}\cos\varphi(4n\sin\varphi-\cos\varphi)\right]$$

La question qui se présente actuellement est d'étudier la variation de ces deux pressions, lorsque α varie de 0 à α_1 pour la première et de α_1 à φ pour la seconde.

Si l'on adopte pour abscisses les valeurs successives de $\cos\alpha$ et pour ordon-

nées les valeurs correspondantes de q ou q', on construit deux courbes représentatives des pressions ; ces deux courbes sont des arcs de parabole à ordonnées positives ; la parabole q tourne sa concavité vers le haut et la seconde q' la tourne vers le bas, car le coefficient du terme $\cos^2\alpha$ est positif dans la première équation et négatif dans la seconde.

Puisque la parabole q tourne sa concavité vers le haut, sa plus grande coordonnée et, par suite, la plus grande pression se produit, soit pour $\alpha=0$, soit pour $\alpha=\alpha_1$; on calculera l'expression (14) dans les deux cas.

La parabole q' tournant sa concavité vers le bas, le maximum de l'ordonnée correspondra à la tangente horizontale si celle-ci existe entre α_1 et φ ; sinon, il correspondra à l'une des ordonnées extrêmes. La tangente horizontale s'obtient en égalant à zéro la dérivée de q', par rapport à $\cos\alpha$; l'équation en $\cos\alpha$ qui en résulte, a pour solution :

$$(16) \qquad \cos\alpha_2 = n\sin\varphi \frac{1+\frac{\rho h}{2r^2}}{1+\frac{\rho h}{4r^2}}.$$

Mais cette valeur ne répond à la question que si α_2 est compris entre α_1 et φ, c'est-à-dire si l'on a à la fois :

$$(\cos\alpha_2 < \cos\alpha_1) \quad \text{et} \quad (\cos\alpha_2 > \cos\varphi ;$$

ces deux inégalités sont satisfaites pourvu que l'on ait :

$$n > \frac{1}{2}\operatorname{cotang}\varphi\left(1+\frac{2\sin\varphi}{2\sin\varphi+\frac{ah}{r^2}}\right).$$

Si cette relation est vérifiée le maximum de la pression q' a lieu pour $\alpha=\alpha_2$, et elle se calcule par la formule (15).

Si cette relation n'est pas vérifiée, c'est que la variation de q' est continue entre α_1 et φ ; on démontre alors que le maximum de (q') a lieu aux naissances et on l'obtient par la formule

$$(16) \qquad q' = \frac{pa}{\Omega}(2n\cos\varphi + \sin\varphi)$$

Deuxième cas : $n < \frac{1}{2}$ cotang φ. Il n'y a plus qu'à considérer la formule (13), dans laquelle on donne au second terme le signe plus. La formule (14) donne la valeur de la pression en tous les points de l'arc, et son maximum correspond, soit à $\alpha=0$, soit $\alpha=\varphi$; lorsqu'on fait $\alpha=\varphi$, la formule se simplifie et prend la forme (16). Les deux limites sont donc faciles à calculer.

Pression maxima due à la dilatation. — Cette pression maxima (q'') se produit au sommet de l'arc et a pour valeur

$$(17) \qquad q'' = \mathrm{E}\tau\left(\frac{r^2+\frac{1}{2}hf}{r^2+\frac{8}{15}f^2}\right).$$

Presque toujours r^2 sera petit, par rapport à (hf), de sorte qu'en admettant

comme égaux les deux coefficients $\frac{1}{2}$ et $\frac{8}{15}$, on pourra adopter la formule simple qui conviendra aux arcs dont le surbaissement ne sera pas trop faible.

$$q'' = \mathrm{E}\tau \frac{h}{f}, \tag{18}$$

Observations pratiques. — De ses calculs et de ses formules, M. Bresse déduit quelques observations pratiques dont l'importance ne saurait être méconnue :

1° Si l'on construit une série d'arcs dont la section soit la même, ainsi que la charge totale et l'ouverture, l'arc le plus résistant sera celui dont le rapport entre l'angle au centre et la demi-circonférence sera de :

0,31	pour une valeur de $\frac{r^2}{a^2}$	égale à.. . .	0,0001
0,39	—	—	0,0003
0,43	—	—	0,0005
0,51	—	—	0,0010
0,53	—	—	0,0015

Cependant, il faut éviter un surbaissement excessif, si l'on ne veut pas que les variations de température engendrent une poussée relativement considérable.

2° Il est avantageux de diminuer autant que possible la hauteur, quand on peut le faire sans changer le moment d'inertie; autrement dit, la hauteur restant fixe il est avantageux de réaliser le plus grand moment d'inertie possible.

3° Dans une section variable, lorsque la hauteur et le moment d'inertie augmentent, l'augmentation de hauteur entraîne une diminution de résistance, et l'augmentation du moment d'inertie entraîne un accroissement de résistance; les deux effets se contrarient, et l'effet résultant est tantôt dans un sens, tantôt dans l'autre.

Application du calcul à un arc en fonte du viaduc de Tarascon. — Chaque travée est soutenue par 8 arcs en fonte à section constante; cette section, qui n'est pas absolument symétrique est représentée par la figure 9 *bis* de la planche II.

La fibre moyenne de l'arc est un arc de cercle de 4m,95 de flèche et de 60 mètres de corde.

De cela résultent les données suivantes :

$$f = 4^{m},95,\quad f^2 = 24,5025,\quad 2a = 60,\quad a = 30^{m},\quad \rho = 93^{m},354 \text{ (rayon de l'arc)}.$$

$$\text{1/2 angle au centre}\qquad \varphi = 18°44'30'' = 0,3271,\quad \frac{2\varphi}{\pi} = 0,2082$$

$$\text{section transversale}\quad \Omega = 0^{mq},1428,\quad \text{moment d'inertie de cette section}\quad \mathrm{I} = 0,04296852,$$

$$\text{rayon de gyration}\quad r^2 = \frac{\mathrm{I}}{\Omega} = 0,3009,\quad \frac{r^2}{a^2} = 0,000334,$$

La charge permanente est de 105 tonnes qu'on peut supposer uniformément réparties suivant la corde de l'arc; quant à la charge d'épreuve, elle se trouve égale aussi à 105 tonnes. C'est en tout un poids de 210,000 kilogrammes uniformément réparti sur la corde, soit 3,500 kilogrammes par mètre courant et

$$p = 3500.$$

Calcul approché par les formules de Navier et du général Morin. — Nous avons vu que Navier, considérant toutes les forces comme appliquées

normalement à l'arc, obtenait la pression T normale à une section par la formule

$$T = \rho F$$

dans laquelle ρ est le rayon de courbure de la fibre moyenne et F la charge par mètre courant de l'arc.

Ici T = 326725 kilogrammes ce qui fait $2^k,28$ par millimètre carré.

Les formules du général Morin permettent de calculer l'intensité de la poussée à la clef Q et de la pression aux naissances T.

$$Q = pa\frac{a}{2f} = 318150 \text{ kilog.}$$

$$T = pa\sqrt{1 + \frac{a^2}{4f^2}} = 332010 \text{ kilog.}$$

soit $2^k,32$ par millimètre carré.

Les deux formules donnent donc des résultats peu différents.

Calcul par les formules de M. Bresse. — La première chose à faire est de calculer la poussée sous l'influence d'une charge uniforme de 3500 kilogrammes par mètre courant.

Calcul de la poussée Q. — Cette poussée s'obtient par la formule (7).

$$Q = \frac{pa^2}{2f}\left(\frac{1 - \frac{f^2}{7a^2}}{1 + \frac{15r^2}{8f^2}}\right)$$

Substituant aux lettres leur valeur numérique, on trouve

$$Q = 311500 \text{ kilog.}$$

Variation de flèche produite par la charge totale. — La variation de flèche s'obtient par la formule (9)

$$-\Delta f = \frac{3}{2}\, p\, \frac{\rho^2}{e}.$$

$\rho^2 = 8700$. La quantité e est le ressort longitudinal de la fonte, c'est-à-dire le produit E. Ω de la section de l'arc par son coefficient d'élasticité moyen.

Des expériences de MM. Desplaces et Collet-Meygret, Ingénieurs du viaduc de Tarascon, il résulte que le coefficient moyen d'élasticité de la fonte peut être pris égal

$$E = 6.10^9$$

Substituant aux lettres leurs valeurs numériques, on trouve finalement :

$$-\Delta f = 0,0533$$

Sous l'influence de la charge, l'abaissement du sommet de l'arc, c'est-à-dire la diminution de flèche atteindra donc $0^m,054$, dont la moitié pour la charge permanente et l'autre moitié pour la surcharge d'épreuve.

L'expérience directe a montré que sous l'influence d'une charge totale de 210 tonnes, l'abaissement était de $0^m,06$.

La différence est donc très-faible entre les résultats du calcul et ceux de l'expérience.

Variation de flèche produite par la température. — C'est la formule (10) qui la donne.

$$\Delta f = 1,56.\tau.\rho.$$

Si l'on ne considère qu'une variation de température d'un degré centigrade, il faudra faire $\tau = 0,0000111$; à cette quantité correspond une variation de flèche de $0^m,00162$.

Si l'arc passe de -10° à $+40^\circ$, c'est une augmentation de température de 50°, et il en résulte une augmentation de flèche de $0^m,081$.

L'expérience directe a prouvé que le relèvement était de $0^m,00135$ par augmentation d'un degré centigrade.

On arrive à la même concordance pour d'autres ponts, de sorte qu'on peut avoir confiance en la formule employée.

Mais on conçoit bien que les expériences relatives à l'étude des dilatations sont assez difficiles ; la mesure de la variation des flèches ne peut se faire avec une grande précision ; elle est influencée par les vibrations et par le jeu des assemblages, et puis la température moyenne du métal peut différer notablement de la température extérieure ; l'échauffement du métal n'est que progressif et les surfaces exposées aux rayons du soleil s'échauffent beaucoup plus que celles qui restent toujours à l'ombre.

Recherche de la pression maxima. Il faut d'abord trouver le coefficient n, qui se tire de l'équation

$$Q = n.2pa.$$

Cette équation donne $n = 1,483$.

Les tables des sinus naturels nous apprennent que

$$\text{cotang}\,\varphi = 2,95,$$

par suite

$$\frac{1}{2}\,\text{cotang}\,\varphi = 1,475.$$

On a donc la relation

$$n > \frac{1}{2}\,\text{cotang}\,\varphi,$$

et il faut appliquer les formules relatives au premier cas, étudié à la page 62.

Le moment X s'annule pour la section qui correspond à l'angle α_1 donné par l'équation

$$\cos\alpha_1 = 4n\sin\varphi - \cos\varphi,$$

or $\quad \sin\varphi = 0,32116, \quad \cos\varphi = 0,94697, \quad$ donc $\quad \cos\alpha_1 = 0,953.$

Depuis $(\alpha = o)$ jusqu'à $(\alpha = \alpha_1)$, on déterminerait les pressions q par la formule (14) ; la parabole représentée par cette formule, tournant sa concavité vers le haut, son ordonnée maxima et par suite la pression maxima correspond à une des extrémités, c'est-à-dire à l'angle o ou à l'angle α_1.

De α_1 à φ la pression q' est donnée par la formule (15) ; cette formule représente une parabole qui tourne sa concavité vers le bas ; le maximum de son

ordonnée correspond donc à la tangente horizontale qui se produit pour l'angle α_2 déterminé par la formule (16).

$$\cos\alpha_2 = n\sin\varphi.\frac{1+\frac{\rho h}{2r^2}}{1+\frac{\rho h}{4r^2}}.$$

En calculant cos. α_2 on voit qu'il est égal à 0,9471.

Les trois valeurs des cosinus des angles α_1, α_2 et φ sont donc 0,953 0,9471 0,9469 ; c'est-à-dire que ces trois angles se confondent sensiblement, surtout les deux derniers.

Pour cette raison, on voit que le maximum des pressions se produit soit dans la section o, soit dans la section φ, et il suffit d'introduire la valeur o dans l'équation (14) et la valeur φ dans l'équation (15).

Pour ($\alpha = o$), si on remarque que

$$\rho \sin\varphi = a \quad \text{et que} \quad \frac{1-\cos\varphi}{\sin\varphi} = \text{tang}\,\frac{1}{2}\varphi,$$

on trouve

$$q_1 = \frac{pa}{\Omega}\left\{2n + \frac{ah}{4r^2}\left(1 - 4n\,\text{tang}\,\frac{1}{2}\varphi\right)\right\}$$

tang $\frac{1}{2}\varphi = 0,165$, donc

$$q_1 = 2892750$$

ou 2kg89 par millimètre carré.

pour ($\alpha = \varphi$), c'est la formule (16) qu'on emploie :

$$q' = \frac{pa}{\Omega}(2n\cos\varphi + \sin\varphi),$$

elle donne

$$q' = 2296350$$

ou 2kg,29 par millimètre carré.

Ainsi, d'après le calcul, la pression maxima a lieu à la clef et elle atteint 2kg,89 par millimètre carré.

Remarque sur la valeur de la pression maxima. Le résultat précédent suppose que la section est parfaitement homogène, ce qui pour la fonte n'existe guère dans la pratique ; le coefficient d'élasticité n'est pas le même en tout point de la section, il est bien supérieur à la moyenne dans les parties où la fonte s'est refroidie le plus vite ; c'est précisément aux extrémités que ce phénomène se produit et le coefficient d'élasticité E peut y être le double de sa valeur moyenne, soit 12.10^9 au lieu de 6.10^9, nombre que nous avons adopté dans le calcul.

Or le terme $\left(\frac{pa}{\Omega}\right)$ qu'on trouve en tête de la formule des pressions n'a pris cette forme que parce qu'on a implicitement supposé que le coefficient d'élasticité était constant ; sinon, ce terme doit s'écrire $\left(\frac{paE_1}{E\Omega}\right)$, et comme E_1 atteint

le double de E, on voit que la valeur de la pression peut elle-même se trouver doublée.

On arriverait alors pour le pont de Tarascon à près de 6 kilogrammes de pression par millimètre carré aux extrémités de la section transversale de l'arc.

Pour les pièces épaisses, il est donc prudent de se tenir, pour la pression maxima résultant du calcul, notablement au-dessous de la limite théorique qu'on s'est imposée; pour les pièces minces, le défaut d'homogénéité est bien moins sensible.

Cependant, il convient de remarquer que les plus grandes pressions s'exercent seulement aux extrémités de la section, c'est-à-dire précisément aux points où la fonte s'est refroidie le plus vite et où elle a atteint par la trempe son maximum de dureté; l'inconvénient qu'il y aurait à dépasser la limite admise pour les pressions se trouve donc atténué.

Calcul de la pression due à une variation de température. C'est à la formule (18) qu'il faut recourir

$$q'' = \text{E}.\tau.\frac{h}{f}.$$

La hauteur h de l'arc est de $1^m,70$; le coefficient de dilatation étant de 0,0000111 par degré centigrade, et le calage ayant été effectué à 10°, si la température monte à 50°, il en résultera une dilatation linéaire $\tau = 0{,}000444$.

Considérant les extrémités de la section, parce que c'est là que E atteint son maximum 12.10^9, on trouve : $q'' = 1827504$ ou $1^{kg},82$ par millimètre carré.

Ce calcul montre bien toute l'influence que la dilatation est capable d'exercer sur la variation des pressions.

Déterminer un arc devant résister à une charge donnée. Les calculs précédents ont été établis en vue de vérifier la stabilité d'un arc connu de forme et de dimensions.

Généralement, ce n'est pas ainsi que le problème se pose, et l'on a à déterminer la section d'un arc dont on connaît l'ouverture et la flèche.

Par la méthode expéditive que nous avons indiquée, on calculera à peu près la section de l'arc ; de cette section et des dispositions adoptées pour le tablier et pour la répartition des arcs dans une travée, on déduira la charge permanente; quant à la surcharge, elle est connue à l'avance par la nature de voie qu'il s'agit de supporter.

La forme générale de la section de l'arc étant choisie, on laissera dans cette section un élement variable. Ayant obtenu l'équation de la pression maxima q ou q', on fera cette limite égale à la limite que l'on ne veut point dépasser, par exemple 5,000,000 kilogrammes par mètre carré, et on se trouvera en présence d'une équation dans laquelle les quantités r^2, h, f, Ω contiendront un seul élément variable, qui pourra ainsi être déterminé.

Ce qu'on peut faire, c'est d'adopter une forme de section, et de chercher une section semblable; le rapport de similitude sera alors l'inconnu que l'on déduira de l'équation donnant la pression maxima.

Comparaison des méthodes expéditives et de la méthode exacte. Dans l'application que nous avons faite pour le viaduc de Tarascon, les méthodes expéditives de Navier et du général Morin nous ont conduit à des pressions inférieures à celles que donne la méthode exacte.

Il faut donc se méfier de ces méthodes expéditives et n'y recourir que pour une étude préliminaire.

De l'effet des charges isolées. On a l'habitude dans le calcul des arcs métalliques de considérer la surcharge comme uniformément répartie suivant la corde ; nous pensons qu'on a raison d'agir ainsi et que cette manière d'opérer suffit à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Cependant, on peut se proposer d'agir comme nous l'avons fait pour les poutres à plusieurs travées, c'est-à-dire de rechercher la combinaison de surcharge qui donne en chaque point le maximum de pression.

La solution de ce problème est facile grâce à l'emploi des formules (1) (2) (3) que nous avons données :

On partage la corde par exemple en dix parties égales, au milieu de chaque partie on suppose concentrée la surcharge correspondante : on a ainsi dix poids égaux — pour chacun d'eux on calcule la poussée horizontale et la réaction verticale sur les appuis. — De la connaissance de ces deux quantités on déduit, pour un certain nombre de sections convenablement espacées, la pression N et le moment fléchissant X, produit par chaque poids isolé ; N et X servent, comme nous l'avons montré, à obtenir la pression maxima q dans la section considérée ; cette pression peut même s'exprimer facilement au moyen d'une courbe.

A chaque poids correspond une courbe spéciale ; cela nous fait donc dix courbes qu'il faut combiner avec la courbe représentative des moments dus à la charge permanente, courbe que nous savons construire.

Dans chaque section on considérera seulement les combinaisons de surcharge qui donnent des pressions de même signe, et par suite on obtiendra la pression maxima qui est susceptible de se produire.

Nous pensons que cette méthode est suffisamment indiquée pour être comprise du lecteur, et nous l'engageons à en faire l'application au viaduc de Tarascon.

Les calculs sont longs, cependant ils n'offriront guère de difficulté si l'on veut recourir à la table des arcs, sinus et cosinus naturels que nous avons donnée précédemment, et si l'on se contente, pour représenter les courbes des pressions, de deux ou trois points principaux qui suffisent bien pour les tracer avec l'exactitude que comportent les calculs de résistance.

Ce qui importe surtout dans ce genre de calcul, c'est d'opérer méthodiquement et de classer les résultats dans des tableaux spéciaux au fur et à mesure qu'on les obtient.

Mais, nous le répétons, la considération des surcharges isolées a moins d'importance dans les arcs métalliques que dans les poutres droites, et on peut se contenter de supposer la surcharge uniformément répartie en lui donnant une valeur convenable. Pour les ponts destinés à supporter des voies ferrées, il pourra toutefois n'être pas inutile de considérer les combinaisons de surcharge conduisant à la pression maxima.

Emploi des charnières aux naissances des arcs. — Généralement l'arc métallique repose aux naissances sur une embase en fonte au moyen d'une feuille de plomb ou de cales en fer interposées.

Cette disposition permet d'admettre que les pressions sont uniformément réparties sur la section des naissances, ainsi que nous l'avons supposé dans les calculs précédents.

Cependant, il est certain que la répartition uniforme n'est pas toujours réalisée avec le calage, et qu'en tout cas elle ne se maintient point à toutes les températures, et sous toutes les charges.

C'est ce qui a conduit quelques ingénieurs à adopter pour les retombées des

arcs des dispositions spéciales. Ainsi M. Mantion, au pont construit sur le canal Saint-Denis, a fait reposer les arcs sur un cylindre à axe horizontal qui surmonte l'embase; en Allemagne, on a quelquefois arrondi les abouts des arcs de manière à ne les laisser porter sur l'embase que par leur partie centrale.

Le système des charnières multiples a même été préconisé par M. l'ingénieur Darcel, qui força ainsi la courbe des pressions à passer par une série de points déterminés.

CALCUL DES SYSTÈMES ARTICULÉS. — CHARPENTE EN BOIS ET EN MÉTAL.

Deux corps rigides sont articulés lorsqu'ils ne peuvent prendre, l'un par rapport à l'autre, que des mouvements de rotation autour d'un point commun à ces deux corps et immuables dans chacun d'eux.

Ce point est le centre d'articulation, et l'articulation est dite sphérique, parce que la rotation peut se faire autour d'un axe quelconque passant par le point donné. L'articulation sphérique ne se rencontre guère dans la pratique; cependant, nous en connaissons un exemple : l'assemblage à genou et à coquille.

L'articulation la plus fréquente est l'articulation cylindrique ou assemblage à charnière. Deux corps assemblés à charnière ne peuvent prendre, relativement l'un à l'autre, qu'un mouvement de rotation autour d'un axe, fixe dans chacun d'eux.

Il est clair que si l'équilibre d'un système articulé est assuré dans le cas de l'articulation sphérique, à plus forte raison le sera-t-il lorsqu'on substituera une charnière au centre d'articulation, puisque cela revient à ne plus supposer qu'un seul axe possible de rotation.

Enfin, l'équilibre paraîtra encore mieux assuré si on le suppose établi en l'absence de tout frottement; car le frottement des corps en contact a pour effet de s'opposer à de petites forces accidentelles pouvant mettre les corps en mouvement.

La considération des systèmes articulés est surtout utile dans les constructions en charpente; la stabilité des ouvrages doit exister indépendamment de la résistance des assemblages et des frottements qui s'y développent, car ces assemblages et ces frottements sont trop faibles et trop altérables pour résister d'une manière certaine et continue à un effort tendant à produire une rotation. Les assemblages doivent donc être regardés comme des articulations permettant seulement les mouvements qui n'auraient pas pour effet de séparer l'un de l'autre les points des corps solides réunis par ces articulations.

Soit donc (figure 10, planche II) une série de corps articulés A, B, C, D, E...; un de ces corps AB reçoit à l'appui fixe A une réaction R, et au centre d'articulation B une réaction R_1, de la part du solide voisin; réciproquement le corps AB transmet à l'appui fixe et au solide voisin des actions égales et directement opposés à R et R_1. Le corps AB pourra être considéré comme isolé sous l'influence des forces R et R_1, et des forces extérieures F qui le sollicitent; son seul mouvement possible est une rotation autour de l'axe AB; il sera en équilibre si la somme des moments des forces F, par rapport à l'axe AB, est nulle, et réciproquement.

De cette condition il résulte, ainsi que nous l'avons vu en mécanique rationnelle, que le système des forces F peut être réduit à deux forces T et T_1, appliquées l'une en A et l'autre en B; composant R et T, R_1 et T_1, nous n'avons plus que deux

forces S et S_1, appliquées en A et B; le corps doit être en équilibre sous l'action de ces deux forces, ce qui n'aura lieu que si S et S_1 sont dirigées suivant AB, égales et directement opposées; pour cela, il faut que les projections de R et T sur un plan perpendiculaire à AB soit elles-mêmes égales et directement opposées; de même pour les projections de R_1 et T_1; il faut en outre que la somme des projections de R et R_1 sur la ligne AB soit égale à la somme des projections sur le même axe de T et T_1.

Cette somme des projections de T et T_1 sur AB est donc seule déterminée, mais les projections ne le sont pas, et le système T, T_1 peut être remplacé par un système de deux forces équivalentes.

L'indétermination que l'on rencontre ici, dit M. Bresse, n'a rien qui doive surprendre.

Dans la réalité physique, les réactions des points d'appui ont une valeur déterminée pour chaque point; mais, pour arriver à les connaître, il ne suffit pas de savoir que le corps AB est actuellement en équilibre. En effet, on ne trouble pas l'équilibre par l'addition de deux forces égales et contraires dirigées suivant AB; ce qui prouve qu'il y a une infinité de systèmes de réactions compatibles avec l'état d'équilibre. Lequel se produira réellement? Pour répondre à cette question, il faudrait connaître toutes les circonstances qui ont précédé l'état d'équilibre, c'est-à-dire l'établissement du corps sur ses appuis et ses déformations sous les forces qui lui sont appliquées. Au reste, l'indétermination cesse quand on considère des systèmes de plusieurs corps articulés entre eux.

Chacun des corps articulés étant soumis à des forces extérieures dont l'ensemble est désigné par F_1 pour le premier solide, F_2 pour le second..., la lettre F_1 devra contenir la réaction de l'appui fixe A, mais aucune des lettres F ne devra contenir les réactions réciproques des solides articulés, car ces réactions sont des forces intérieures au système, elles sont du reste deux à deux égales et directement opposées. Désignons par R_1 la résultante de translation des forces F_1 au point B, c'est-à-dire la résultante de toutes les forces F_1 transportées parallèlement à elles-mêmes au point B; par R_2 la résultante de translation des groupes F_1 et F_2 au point C; par R_3 la résultante de translation des groupes F_1 F_2 et F_3 au point D....

Considérons les trois premiers corps articulés de gauche; ils doivent être en équilibre pourvu qu'on applique en D une force égale à la réaction du quatrième solide sur le troisième. Donc, la somme des moments des forces extérieures FF_1F_2 doit être nulle par rapport à un axe quelconque passant en D, et de plus les six équations générales de l'équilibre doivent être vérifiées pour l'ensemble du système. Réciproquement, si ces conditions sont réalisées, le système est en équilibre.

Si maintenant nous considérons le premier corps AB, les forces extérieures F_1 auxquelles il est soumis ont un moment nul par rapport au point B. et leur résultante unique est égale à R_1; cette force R_1 est donc l'action exercée par le solide AB sur le suivant BC; inversement, la réaction de BC sur AB sera une force $-R_1$, et l'on pourra considérer le corps AB comme isolé, pourvu qu'on adjoigne aux forces extérieures la réaction $-R_1$.

De ce qui précède découle les théorèmes suivants :

1° Le moment résultant de toutes les forces extérieures, agissant entre une extrémité du système et un centre d'articulation quelconque, doit être nul par rapport à ce centre d'articulation.

2° L'action exercée par un des solides du système sur le solide voisin est égale

à la résultante de translation de toutes les forces qui agissent entre l'extrémité de la pièce et le centre d'articulation qui sépare les deux solides considérés.

Les propositions précédentes s'appliquent aux systèmes articulés simples, dans lesquels chaque solide ne possède que deux centres d'articulation; mais on rencontre souvent dans la pratique des systèmes articulés complexes, dans lesquels un plus ou moins grand nombre de solides possèdent plusieurs centres d'articulation. On ne peut guère alors établir de formules générales et il faut traiter chaque cas d'une manière spéciale.

Calcul d'une grue. — Nous donnons comme premier exemple que l'on rencontre souvent dans la pratique, le calcul d'une grue à élever les fardeaux figure 11, planche II.

L'appareil représenté se compose d'un poteau vertical (ab) muni à son sommet d'un tourillon (a), et à sa base d'un pivot (b), engagés dans des crapaudines fixées l'une au plafond, l'autre au plancher. Cet arbre est donc mobile autour de la verticale. Il s'assemble avec un bras de potence (cd) que soutient en (d) la contre-fiche (de). Le fardeau est en P, soutenu par une corde ou une chaîne qui passe sur la poulie (d) et descend parallèlement à la contre-fiche pour s'enrouler sur le tambour (f) d'un treuil dont on voit en (m) la manivelle.

Nous ne nous occuperons pas du treuil, qui peut être à simple ou à double pignon, et dont les éléments se calculent en raison de la force motrice dont on dispose, et du fardeau maximum que l'on veut enlever.

Exprimons que l'ensemble du système est en équilibre sous l'action des forces extérieures.

Ces forces sont 1° le poids P, 2° les réactions R et R′ exercées par les crapaudines sur l'arbre vertical qui leur transmet un effort latéral; 3° le poids p de l'appareil entier, lequel est appliqué en (g) au centre de gravité, à une distance (a) de l'axe vertical de rotation; 4° la réaction verticale (q) exercée par la crapaudine sur le pivot.

Le moment résultant de toutes ces forces par rapport à un point quelconque du plan qui les contient doit être nul; prenons ce moment par rapport au point (b). Il viendra

$$Rh = pa + Pl, \quad \text{d'où} \quad (1) \quad R = p\frac{a}{h} + P\frac{l}{h}$$

Le moment résultant pris par rapport au point (a) donne de même :

$$R'h = pa + Pl$$

Donc les deux réactions R et R′ sont égales et les tourillons correspondants doivent avoir un même diamètre. Ces réactions sont d'autant plus fortes que (a) et (l) sont plus grands et h plus faible, toutes choses égales d'ailleurs.

Dans la pratique, la portée horizontale (l) de la grue est souvent égale à sa hauteur, et l'on a sensiblement pour la valeur de (a) le quart de la hauteur; admettant en outre, ce qui n'est pas loin de la réalité, que le poids de la grue est égal à celui du poids maximum qu'elle doit soulever, on trouve que les réactions ont pour valeur $\frac{5}{4}$P.

La réaction R fait fléchir la portion (ac) de l'arbre vertical et il en résulte un moment fléchissant, dont le maximum, qui se produit en (c), a pour valeur R.d; de même la réaction R′ produit son moment fléchissant maximum R′d' au point (e). Ainsi, on doit chercher à rapprocher le plus possible les points (c) et (e) des extrémités de l'arbre; quelquefois même le rapprochement est assez considé-

rable pour qu'il n'y ait rien à craindre du moment fléchissant et on supprime la partie (ce) de l'arbre vertical.

Si l'on considère les cordes et les pièces rigides qui concourent au point (d), on pourra supposer que le bras (dc) et la corde (de) sont coupés pourvu qu'on remplace les réactions des parties retranchées par les forces t et P. La contre-fiche (de) est libre alors et ne peut que tourner autour du point (e), il nous suffira donc pour exprimer son équilibre d'écrire que le moment résultant de toutes les forces extérieures, qui la sollicitent, est nul par rapport au centre d'articulation (e), ce qui donne, en appelant p' le poids de la contre-fiche qui agit à une distance (a') de l'axe vertical :

$$p'a' + \mathrm{P}l = t(h-d-d') + \mathrm{P}r,$$

formule dans laquelle (r) est le rayon de la poulie et du tambour du treuil. On en déduit :

$$t = \frac{p'a'}{h-d-d'} + \mathrm{P}\frac{l-r}{h-d-d'}$$

qui détermine la valeur de la traction exercée sur le bras horizontal de la grue.

Dans le cas où d et d' seraient faibles par rapport à h, ainsi que (r), on aurait

$$t = \frac{p'a'}{h} + \mathrm{P}\frac{l}{h},$$

négligeant p' et admettant une volée égale à la hauteur, on trouverait $t = \mathrm{P}$.

La compression t' de la contre-fiche s'obtient en exprimant que toutes les forces qui concourent au point (d) sont en équilibre, ce qui donne

$$t' = \mathrm{P} + \mathrm{P}\cos\alpha + t\cos\beta.$$

Calcul d'une chèvre. — Soit une chèvre à deux branches (ab), (bc), (fig. 12) dont le sommet (b) est maintenu dans le plan vertical (abc) au moyen de cordages soumis à des efforts variables suivant l'amplitude des oscillations du système.

Un poids P est suspendu au sommet de la chèvre; il détermine dans les pièces inclinées des compressions dont on obtient immédiatement la valeur par le parallélogramme des forces et qui sont égales à

$$\mathrm{P}.\frac{\sin\beta}{\sin(\alpha+\beta)} \quad \text{et} \quad \mathrm{P}\frac{\sin\alpha}{\sin(a+\beta)}.$$

La poussée horizontale que ces deux pièces inclinées se transmettent à leur sommet est égale à :

$$\mathrm{P}.\frac{\sin\alpha.\sin\beta}{\sin(\alpha+\beta)},$$

et cette même poussée existe aux points d'appui (a) et (c) qui s'écarteraient l'un de l'autre si le frottement n'était assez fort pour vaincre la poussée ou si, à défaut de frottement, il n'existait une pièce horizontale ou tirant (ac) capable de résister à la traction que la poussée horizontale exerce sur elle.

Quand les angles α et β sont égaux, la compression des branches de la chèvre est égale à

$$\frac{\mathrm{P}}{2\cos\alpha} \quad \text{et la poussée horizontale à} \quad \frac{1}{2}\mathrm{P}.\mathrm{tang}\,\alpha.$$

La figure 13 représente une autre espèce de chèvre, composée d'un support rigide incliné (ab) maintenu par un cordage (ac) ; le poids P est suspendu au sommet. Ce poids P a deux composantes

Une compression suivant (ab), égale à. . . . . . $\dfrac{P \sin \beta}{\sin (\beta - \alpha)}$

Une traction suivant (ac) — . . . . . . $\dfrac{P \sin \alpha}{\sin (\beta - \alpha)}$

Ces deux quantités s'obtiennent, du reste, immédiatement par le parallélogramme des forces.

Généralement la jambe de force (ab) est remplacée par un triangle comme (abc) de la figure 12 ; nous connaissons la force qui presse le sommet de ce triangle, et il nous est facile de calculer immédiatement les dimensions des pièces qui le composent.

Lorsqu'au sommet de la chèvre passe un cordage qui sert à monter le fardeau P, il va sans dire qu'il faut tenir compte de la tension de cette corde pour calculer les efforts transmis aux diverses pièces, ainsi que nous l'avons fait dans le calcul de la grue.

Calcul de divers assemblages de charpente. — Soit un chevalet, figure 14, composé d'une traverse horizontale (ab), soutenue par deux jambes de force (ac) (bd) ; un poids P est soutenu au milieu de la traverse.

Il transmet aux deux pièces inclinées des compressions égales à $\dfrac{P}{2 \cos \alpha}$ il faut pour l'équilibre que les deux angles α soient égaux, afin que les composantes horizontales s'annulent. Les pieds (c) et (d) tendent à s'écarter par l'effet de la poussée horizontale $\frac{1}{2}$ P tang α.

Considérons une ferme simple, figure 15, formée de deux arbalétriers et d'un tirant ou lien horizontal (de), dont on demande la tension T, la charge au sommet étant P. Un arbalétrier (ac) peut être considéré comme libre sous l'action de la réaction $\dfrac{P}{2}$ du point d'appui, de la tension T et de la poussée horizontale au sommet, prenant les moments par rapport à ce sommet, nous trouverons pour la condition d'équilibre :

$$\frac{P}{2} l \sin \alpha = T l x \cos \alpha, \quad \text{ou} \quad T = \frac{P}{2x} \operatorname{tang} \alpha$$

Soit une poutre horizontale (ac) dont une extrémité (a) est un point fixe, autour duquel la pièce peut tourner, pendant qu'à l'autre extrémité libre est suspendu un poids P ; une contre-fiche (bd) complète l'appareil (fig. 16.)

En (a) s'exerce de bas en haut une traction R, laquelle doit faire équilibre au poids P par rapport au point (b), et par suite est égale à P $\dfrac{l'}{l}$, le point (b) supporte donc une charge totale égale à P + R, c'est-à-dire à P $\dfrac{l+l'}{l}$, et il en résulte pour la contre-fiche une compression $P \dfrac{l+l'}{l \cos \alpha}$, et pour la partie ($ab$) de la poutre une traction horizontale P $\dfrac{l+l'}{l}$ tang α ; quant à la partie en surplomb (bc) elle est soumise à un moment fléchissant, variable, et peut recevoir la

forme d'égale résistance; le plus grand effort a lieu dans la section verticale (*b*) où le moment fléchissant est Pl, et l'on peut considérer la pièce comme encastrée en cette section, puisque la tangente à la fibre médiane y est horizontale.

Soit encore, figure 17, un appareil que l'on rencontre dans les ponts en charpente : une poutre horizontale, posant sur deux appuis (*a*) et (*a'*), est soutenue en (*b*) et (*b'*) par les contre-fiches (*bc*), (*b'c'*), et supporte des poids isolés ou une charge uniforme. On pourrait considérer la pièce (*aa'*) comme une poutre à trois travées solidaires et calculer les moments fléchissant sur les appuis, ainsi que les moments fléchissants dans les travées au moyen du théorème de Bertot et Clapeyron; la théorie complète que nous avons exposée donnerait aussi les efforts tranchants en (*b*) et (*b'*), lesquels efforts tranchants se décomposent en une compression des contrefiches et une traction longitudinale exercée sur les parties (*ba*), (*b'a'*). Mais il vaut mieux opérer comme l'indique Navier, si l'on veut être bien certain de la stabilité : on commencera par calculer le pièce (*aa'*) comme si elle était seule, sans contre-fiche, puis on calculera le chevalet *cb c'b'* comme s'il était seul aussi et supportait, suivant son axe, un poids P. Nous avons traité plus haut cet exemple. Chacun des systèmes transformés étant évidemment plus faible que le système réel, les dimensions déterminées comme nous venons de le dire se trouveraient plus que suffisantes.

Ou bien encore, s'il s'agit d'un pont avec charge et surcharge uniformément réparties, considérant que les assemblages en *b* et *b'* affaiblissent la pièce horizontale, on la supposera coupée en ces points; on calculera donc les portions (*ab*), (*a'b'*) comme des poutres horizontales reposant sur deux appuis, puis on s'occupera du chevalet (*cb c'b'*) en le chargeant non-seulement de ce qui correspond à (*bb'*), mais encore du poids que les parties latérales transmettent à leurs appuis (*b* et *b'*).

Ces quelques exemples simples suffiront dans bien des cas pour l'établissement des ponts en charpente.

Calcul des fermes en charpente et en métal. — *Première ferme.* — Commençons par la ferme usuelle, composée (figure 18 planche II) de deux arbalétriers AB, de deux contre-fiches FE, d'un tirant BC et d'un poinçon AH.

Soit $2a$ l'ouverture et P le poids du tirant, appliqué en son milieu, p la charge uniforme par mètre courant de l'horizontale; nous négligeons le poids des contre-fiches et du poinçon. Appelons R la compression de la contre-fiche, T la tension du tirant et S celle du poinçon au-dessus du point F.

Considérons une demi-ferme; le poids vertical (pa) donne sur l'arbalétrier une compression longitudinale $pa \sin \beta$, et une force normale uniformément répartie ($pa \cos \beta$).

La contre-fiche soutient à peu près le milieu de l'arbalétrier et doit être assez rigide pour immobiliser le point E; donc l'arbalétrier peut être considéré comme une poutre à deux travées solidaires égales; appliquant la formule de Clapeyron (voir page 39), nous trouvons pour le moment fléchissant X_1 sur l'appui intermédiaire (l désignant la longueur de chaque travée et p' la charge par mètre courant).

$$X_1 = \frac{1}{8} p' l^2;$$

le moment fléchissant en un point quelconque d'une des travées est

$$X = -\frac{3}{8} p' l x + \frac{1}{2} p x^2,$$

et l'effort tranchant est la dérivée de X par rapport à x, soit

$$E = -\frac{3}{8}p'l + p'x;$$

faisant successivement $x = 0$ et $x = l$, et remplaçant p' par $p \cos \beta$ et l par $\frac{a}{2 \cos \beta}$, nous trouvons pour les réactions normales à l'arbalétrier

Aux extrémités A et C. . . . . $\frac{3}{16}pa.\cos \beta$,

Et sous la contre-fiche en E. . . . . $\frac{5}{8}pa.\cos \beta$,

La contre-fiche n'étant pressée qu'à ses extrémités, les forces qui la sollicitent doivent se réduire à une compression R dirigée suivant son axe, donc

(1) $$R \sin \alpha = \frac{5}{8} pa \cos \beta$$

équation qui détermine R.

L'extrémité C est sollicitée par les trois forces Q, T, $\frac{3}{16} pa \cos \beta$ qui doivent être en équilibre :

d'où : (2) $$Q \cos \beta - T \sin \beta = \frac{3}{16} pa \cos \beta.$$

La partie FH du poinçon doit supporter le tirant de telle sorte que le point H soit immobile; assimilant encore le tirant à une poutre à deux travées solidaires, on trouve que sa tension dans la partie FH est les $\frac{5}{8}$ P. L'équilibre des forces extérieures au tirant donne donc :

$$2Q - 2pa = \frac{5}{8}P, \quad \text{ou} \quad (3) \quad Q = pa + \frac{5}{16}P.$$

Q n'est pas la réaction de la maçonnerie sur la ferme, mais celle du tirant sur l'arbalétrier; la réaction de la maçonnerie est évidemment égale au demi-poids total.

Dans la partie haute du poinçon, sa tension S est augmentée des deux composantes verticales des forces, qui agissent dans l'axe des contre-fiches :

(4) $$S = \frac{5}{8}P + 2R \sin (\alpha - \beta).$$

Les équations (1), (2), (3), (4) déterminent R, Q, T et S; T est aussi la poussée horizontale qui s'exerce au sommet de la ferme. L'arbalétrier est soumis à la fois à des efforts de flexion et à des compressions suivant son axe; sa section devrait donc être variable, mais on a l'habitude de la faire constante, eu égard au plus grand effort qu'elle supporte.

Deuxième ferme, dite à la Polonceau. — Dans les grandes halles de chemins de fer, on rencontre fréquemment le type de ferme, inventé par l'ingénieur Polonceau; ce type est entièrement en métal ou en bois et métal, il permet de franchir une grande portée et n'a pas une apparence massive.

La ferme Polonceau est représentée par la figure 19, planche II. Elle comprend deux arbalétriers articulés en leur milieu avec une bielle en fonte GE qui

leur est normale, et qui à l'autre bout s'articule avec deux tirants en fer EB, EC, réunissant la bielle aux extrémités de l'arbalétrier.

Cette disposition a pour effet de transformer l'arbalétrier en une sorte de poutre armée.

Les deux sommets E et D des bielles sont réunis par un tirant horizontal en fer, dont on peut régler la tension de manière à annuler la poussée de la ferme sur ses appuis A et C, où s'exerce seulement la réaction verticale (pa) égale au poids de la demi-ferme ; on ne tient pas compte du poids des tirants et des bielles.

D'autre part, en G, s'exerce le poids (pa) de la demi-ferme ; les forces verticales se réduisent donc à un couple, dont la force est (pa) et le bras de levier $\frac{1}{2}a$; le moment de ce couple est $\frac{1}{2}pa^2$. Il doit, pour l'équilibre, égaler le moment résultant des forces horizontales, qui sont : 1° la réaction ou poussée T de la demi-ferme de gauche sur la demi-ferme de droite ; 2° la tension T du tirant horizontal réunissant les deux demi-fermes ; ces deux forces constituent un couple dont le moment est Tb, et l'on a la relation :

$$\frac{1}{2}pa^2 = Tb.$$

Cette tension T doit être exercée par le tirant ; on serre donc la vis de celui-ci de manière à la lui faire produire ; ou bien, on dispose une des extrémités A de la ferme sur des rouleaux, de manière que l'existence d'une réaction horizontale de l'appui soit impossible, le tirant prend alors naturellement la tension convenable.

Les tirants EB, EC sont aussi à serrage variable, et, lorsque la ferme est en place, on les règle de manière à appuyer la bielle en fonte EG sur l'arbalétrier, assez énergiquement pour que le point G puisse être considéré comme fixe.

L'arbalétrier devient alors une poutre à deux travées solidaires égales, et l'effort tranchant R, sur l'appui intermédiaire, est égale à

$$\frac{5}{8}pa\cos\beta.$$

Sur les appuis extrêmes, l'effort tranchant est

$$\frac{3}{16}pa\cos\beta$$

et l'on a :

$$\frac{3}{16}pa\cos\beta = pa\cos\beta - Q\sin\alpha,$$

équation qui donne la valeur de Q.

De même en projetant, sur la normale à l'arbalétrier, toutes les forces qui concourent au sommet B de la demi-ferme, il vient

$$T\sin\beta - S\sin\alpha = \frac{3}{16}pa\cos\beta, \quad \text{d'où l'on déduit S.}$$

On a tous les éléments nécessaires au calcul des pièces, sauf pour l'arbalétrier, qui est soumis à la fois à des compressions et à des flexions ; nous pensons que, pour ne point compliquer la question, on peut se contenter de le calculer comme

une poutre BC reposant sur deux appuis et soumise à une charge normale uniforme, $p \cos\beta$, par mètre courant.

En réalité, les calculs précédents supposent un réglage mathématique qui n'existe jamais, et qui, du reste, devrait être fréquemment renouvelé en raison des variations de température. En laissant à une extrémité de la ferme un certain jeu horizontal, on laisse le champ libre aux dilatations.

Quand on dispose de longs tirants horizontaux, ils prennent sous leur poids une flèche toujours appréciable, d'un effet disgracieux. On annule cette flèche au moyen d'un léger poinçon descendant du sommet B et capable de résister, comme nous l'avons vu, aux $\frac{5}{8}$ du poids du tirant.

Troisième ferme. — Pour les très-grandes ouvertures, on complique la ferme Polonceau, comme le montre la figure 20, de la planche II ; on partage l'arbalétrier en quatre parties égales et on soutient les points de division par des bielles en fonte ; la bielle du milieu est réunie par des tirants aux deux extrémités de l'arbalétrier, et les bielles intermédiaires sont reliées à l'extrémité la plus voisine de l'arbalétrier ainsi qu'à son milieu.

Le moment des forces verticales extérieures est toujours $\frac{1}{2}pa^2$, et le moment des forces horizontales Tb, de sorte que $\left(T = \frac{pa^2}{2b}\right)$.

L'arbalétrier BC est une poutre à quatre travées solidaires égales, et en appliquant le théorème de Bertot et Clapeyron, ainsi que les formules générales que nous avons données, on trouve :

$$R' = \frac{13}{56} pa \cos\beta \quad R'' = \frac{2}{7} pa \cos\beta, \quad R''' = \frac{11}{112} pa \cos\beta,$$

Écrivant les conditions d'équilibre des forces qui concourent aux points C et B on a :

$$\frac{11}{112} pa \cos\beta = pa \cos\beta - Q \sin\alpha \quad \text{et} \quad \frac{11}{112} pa \cos\beta = T \sin\beta - S \sin\alpha,$$

équations qui donnent Q et S.

En écrivant les conditions d'équilibre des forces qui concourent en P et N, c'est-à-dire en exprimant que la somme de leurs projections sur un axe parallèle à l'arbalétrier et sur un axe perpendiculaire sont nulles, on a quatre équations d'où l'on tire :

$$Q'' = \frac{1}{7} pa \frac{\cos\beta}{\sin\alpha} \quad Q' = \frac{85}{112} pa \frac{\cos\beta}{\sin\alpha} \quad S' = \frac{1}{\sin\alpha}\left[T \sin\beta - \frac{27}{112} pa \cos\beta\right].$$

La compression R de la bielle médiane s'obtient en exprimant que a résultante des trois forces R, Q'', S'' est égale et directement opposée à l'effort tranchant R' et l'on arrive à

$$R = \frac{29}{56} pa \cos\beta.$$

Nous avons adopté dans ces questions les formules et notations de M. Bresse ; l'équilibre de la dernière ferme Polonceau a été étudié en détail par M. l'ingénieur Collignon qui démontre que, à charge égale, la charpente la plus légère sera celle pour laquelle l'angle β sera voisin de 43°.

Poutres armées. — Soit une poutre armée, fig. 21, formée d'une pièce horizon-

tale en bois (ab) soutenue en son milieu par un bielle en fonte qui s'articule à sa base avec deux tirants en fer reliés avec les extrémités de la poutre.

La charge uniforme étant de p par mètre courant, et le serrage des tirants étant tel que la bielle est comprimée et maintient le point c immobile, on peut assimiler la pièce (abc) à une poutre à deux travées solidaires ; l'effort tranchant en c est alors égal à $\frac{5}{8}\,pa$.

Il représente la compression de la bielle dont il détermine les dimensions : cette compression se décompose au point (d) en deux tractions transmises au tirant et égales à $\frac{5}{16}\frac{pa}{\cos\alpha}$, ce qui détermine la section de ces tirants.

La traction des tirants se décompose à leurs extrémités en une compression de la poutre (ab), compression égale à $(\frac{5}{16}\,pa\tang\alpha)$, et une traction verticale $\frac{5}{16}\,pa$; celle-ci ajoutée à l'effort tranchant $\frac{3}{16}\,pa$, donne une charge verticale $\frac{1}{2}\,pa$ transmise à la maçonnerie. Et en effet, c'est la moitié de la charge totale. Mais on voit que cette charge totale se rend à l'appui par deux chemins, les $\frac{3}{8}$ suivent la poutre horizontale et les $\frac{5}{8}$ restants le tirant.

Pour calculer la poutre horizontale, qui est comprimée, on appliquera suivant son axe la force $(\frac{5}{16}\,pa\tang\alpha)$, et on considérera en outre la moitié de la poutre comme posée sur deux appuis b et c et fléchissant sous l'action d'une charge uniforme p. La compression maxima des fibres aura lieu au milieu de bc.

Si la portée est plus considérable, la poutre armée se compose avec deux bielles verticales, deux tirants inclinés et un tirant horizontal ef, figure 22. Assimilant la pièce (ab) à une poutre à trois travées solidaires, on calculera, par les formules générales que nous avons données, les efforts tranchants sur les points d'appui. Ces efforts tranchants donneront les compressions des bielles ce, df ; la compression de la bielle de droite transmet aux tirants (fe, fb) des tensions qu'on obtient immédiatement par le parallélogramme des forces. — Le tirant (fb) transmet au point (b) le complément du demi-poids total plus une compression suivant la pièce horizontale (bd).

La poutre supérieure (ab) est comprimée ainsi que les bielles verticales, les tirants sont au contraire soumis à l'extension.

Considérons maintenant une poutre armée à quatre travées, c'est-à-dire à trois bielles intermédiaires. Deux systèmes sont en usage pour relier les extrémités inférieures des bielles à la poutre supérieure.

Ou bien, figure 23, de chaque tête de bielle partent deux tirants qb, qa qui se rendent directement aux extrémités de la poutre, c'est le système américain Bollmann ; ou bien la tête de bielle centrale est réunie par deux tirants aux extrémités de la poutre, et on agit de même pour la bielle (qe) par rapport à la demi-poutre (bd), figure 24, c'est le système américain Finck.

Voici comment on fait le calcul dans les deux cas :

Étant donnée une charge uniforme p par mètre courant, et remarquant que la pièce (ab) peut être assimilée à une poutre à quatre travées solidaires, on calculera les efforts tranchants, c'est-à-dire les compressions transmises à chacune des bielles et aux appuis extrêmes.

Revenant à la figure 23, et considérant la bielle (eq), la compression r détermine dans les tirants (qb), (qa) des tensions t et t' qui s'obtiennent immédiatement par le parallélogramme des forces. La tension t transportée en (b) détermine une compression de la semelle horizontale (be) et un effort vertical qu s'ajoute à celui déjà existant. Ainsi le poids supporté par la bielle verticale (eq) est conduit aux culées non point par la semelle mais par les tirants (qb) $qa)$, et

la fraction attribuée à chacun d'eux est en raison inverse de sa projection horizontale, ce que montre le parallélogramme des forces et ce qui est tout naturel puisqu'en somme c'est une décomposition d'une force en deux autres forces parallèles.

Cumulant des compressions qui s'exercent en (*b*) sur la semelle horizontale, on aura sa compression totale et par suite sa section ; à la rigueur, si les travées (*be*) avaient une longueur notable, il faudrait tenir compte des efforts de flexion ; mais en général la longueur relative dans ces travées est très-faible, et on peut ne pas tenir compte de la flexion en calculant la semelle uniquement en vue des efforts longitudinaux auxquels elle est soumise.

Si nous examinons la combinaison de la figure 24, nous voyons que la compression supportée par la bielle (*eq*) donne dans les tirants (*qb*) (*qd*) deux tensions égales. La tension *t* du tirant (*qb*) est immédiatement transmise à la culée où elle se transforme en une compression de la semelle et une charge verticale égale à la moitié de la compression de la bielle ; l'autre moitié de cette compression se trouve reportée de la bielle (*dm*), où elle agit, sur les tirants (*ma*) (*mb*) pour se partager entre les deux culées et produire en même temps des compressions aux extrêmités de la semelle.

On voit qu'en somme il est bien facile, par de simples compositions et décompositions de force, de suivre toutes les charges élémentaires depuis leur point d'application jusqu'à la culée où, finalement, il faut qu'elles arrivent ; en route, on recueille la valeur de toutes les tensions qui sollicitent les tirants et les bielles.

Cette manière d'opérer est applicable à un nombre quelconque de bielles, et si les opérations se multiplient, elles conservent toujours le même degré de simplicité.

Lorsque le nombre des travées solidaires d'une poutre devient un peu considérable, les moments fléchissants et les efforts tranchants sur les appuis ne varient guère d'une travée à l'autre ; aussi, ne se donne-t-on plus la peine de chercher les efforts tranchants en ayant recours au théorème de Bertot et Clapeyron ; on admet que chaque travée peut être considérée comme isolée, et la compression transmise à une bielle est égale à la moitié de la charge totale que supportent les deux travées adjacentes.

Si, au lieu d'une charge et surcharge uniformément réparties, on a un poids roulant, on obtiendra sans peine les efforts qui résultent de son passage à l'aplomb de chaque bielle, en ayant recours au même procédé que tout à l'heure, et l'on verra à quel effort maximum chaque pièce est susceptible de se trouver exposée.

On trouvera de nombreux exemples de poutres armées des systèmes Finck et Bollman dans le rapport de M. l'ingénieur en chef Malézieux sur les travaux publics aux États-Unis d'Amérique.

Il va sans dire que ces poutres armées, comme les fermes à la polonceau, exigent un règlement, c'est-à-dire un serrage des tirants tel que les bielles en fonte soient bien appuyées sous la semelle et s'opposent réellement à la flexion de celle-ci au point qu'elles supportent. Il est clair aussi qu'avec le temps le règlement se dérange et qu'un certain jeu s'établit ; il faut alors manœuvrer à nouveau les vis de serrage si l'on veut que toutes les pièces travaillent bien comme on l'a supposé.

CALCUL DES POUTRES EN TREILLIS OU DES POUTRES A MAILLE

On sait combien s'est développé depuis quelques années l'usage des poutres en treillis, composées de deux semelles pleines que réunit une âme à claire-voie; l'âme est formée de lames métalliques qui se croisent de manière à dessiner des losanges.

De ce système on en a dérivé plusieurs autres que l'on connaît plus en Amérique qu'en Europe, et dont cependant nous dirons quelques mots.

1° **Système triangulaire ou treillis simplifié.** — C'est le système représenté par la figure 25, de la planche II : deux semelles horizontales ABC... A'B'C' sont réunies par des pièces inclinées faisant avec la verticale l'angle α. — On connaît la réaction P transmise à l'extrémité de la poutre par la culée, et on admet que toutes les pièces qui concourent aux sommets de la ligne brisée AA'BB'... sont articulées en ces sommets.

Il est facile de construire graphiquement, comme nous l'avons fait tout à l'heure pour les poutres armées, les tensions ou pressions auxquelles chacune des pièces est soumise; le parallélogramme des forces suffit pour cela.

Ainsi, en partant de l'extrémité A, la réaction P se décompose en une traction de la semelle AB et une compression de la tige AA'. Cette compression est transmise en A' où elle se compose avec la charge extérieure qui peut être attachée à ce sommet A'. Leur résultante se répartit entre la première travée A'B' de la semelle supérieure et le lien A'B qui se trouve soumis à une tension.

Au point B nous trouvons deux forces qui viennent agir, c'est la traction dirigée suivant BA et la traction suivant A'B; la résultante de ces deux forces et de la charge qui peut être directement appliquée au sommet B de la semelle inférieure, cette résultante se décompose en deux forces dirigées, l'une suivant BC l'autre suivant BB'.

En opérant ainsi jusqu'à ce qu'on soit arrivé à l'extrémité de la poutre, on aura les tensions et compressions qui s'exercent dans toutes les pièces inclinées et dans toutes les travées des semelles.

Cette méthode graphique est parfaitement applicable, lorsque le nombre des mailles n'est pas trop considérable; avec un dessin à grande échelle, on obtiendra des résultats exacts et rapides. Avec ces résultats on pourra construire des courbes qui peindront aux yeux la variation des pressions dans les deux semelles et dans les deux séries de liens inclinés.

Mais, en général, il sera plus commode de recourir au calcul et de se servir des formules que nous allons démontrer :

Considérons deux sommets consécutifs quelconques d'ordre m, et désignons par T_m et t_m les tensions des lignes CD et D'E,

Q_m et q_m les compressions des lignes C'D' et DD',

$2p_m$ et $2p'_m$ les charges totales appliquées aux sommets D et D'.

Supposons la poutre coupée par un plan vertical passant entre D' et E, et exprimons que l'équilibre existe dans la section obtenue; les réactions de la portion de poutre située à droite sont : 1° la compression Q_{m+1}; 2° la tension T_{m+1}, et 3° la tension t_m, l'équilibre doit exister entre ces réactions et toutes les forces extérieures appliquées à la poutre entre le plan de la section et l'extrémité A; dans ces forces extérieures, il faut comprendre la réaction P de la culée, laquelle réaction se détermine facilement par la statique.

Puisque l'équilibre existe, la somme des projections de toutes les forces sur un axe quelconque doit être nulle; projetons sur la verticale xy, il vient :

$$(1) \qquad t_m \cos\alpha - P + 2\Sigma(p'_m + p_m) = 0;$$

projetons ensuite sur l'horizontale, nous aurons :

$$(2) \qquad t_m \sin\alpha + T_{m+1} - Q_{m+1} = 0.$$

Supposons maintenant la poutre coupée, non plus entre D' et E, mais entre D et D'; les réactions de la partie retranchée à droite se composeront des compressions Q_m et q_m dirigées de droite à gauche et de la tension T_{m+1} dirigée de gauche à droite; l'équilibre existe encore entre toutes les forces extérieures auxquelles la poutre est soumise depuis la section considérée jusqu'à l'extrémité A. Exprimant que les sommes de projections sur la verticale et sur l'horizontale sont nulles, nous trouverons :

$$(3) \qquad q_m \cos\alpha - P + 2\Sigma(p_m + p'_{m-1}) = 0,$$
$$(4) \qquad q_m \sin\alpha + Q_m - T_{m+1} = 0.$$

Des équations (1) et (3) nous tirons les valeurs de t_m et q_m en fonction de la réaction de la culée et des charges de la poutre, toutes quantités qui sont des données de la question.

Si nous ajoutons les équations (2) et (4), il vient :

$$(5) \qquad Q_{m+1} - Q_m = (t_m + q_m)\sin\alpha$$

équation qui permet de calculer par cheminement les valeurs successives de Q_m, la valeur initiale Q_1 étant égale à

$$2(P - p'_0)\operatorname{tang}\alpha,$$

comme on le voit immédiatement en construisant le parallélogramme des forces en A et A'.

Si nous remplaçons dans l'équation (2) l'indice m par $(m-1)$, cette équation reste vraie et s'écrit :

$$(6) \qquad t_{m-1} \sin\alpha + T_m - Q_m = 0.$$

Ajoutant les équations (6) et (4), on arrive à

$$(7) \qquad T_{m+1} - T_m = (t_{m-1} + q_m)\sin\alpha,$$

équation qui permet de calculer par cheminement les valeurs successives de T_m, la valeur initiale T_1, étant égale à $(P\operatorname{tang}\alpha)$, comme le montre le parallélogramme des forces construit en A.

Ainsi les équations (1) et (3) nous donnent les valeurs de t_m et q_m qui peuvent s'écrire :

$$(8) \qquad t_m = \frac{P - 2\Sigma(p_m + p'_m)}{\cos\alpha}, \qquad (9) \qquad q_m = \frac{P - 2\Sigma(p_m + p'_{m-1})}{\cos\alpha},$$

et les équations (5) et (7) nous permettent de calculer les valeurs successives de T et de Q; le problème est donc résolu dans toute sa généralité.

Mais, dans la pratique, les formules se présentent plus simplement; les char-

ges sont presque toujours uniformément réparties suivant l'une ou l'autre des semelles, par exemple la semelle inférieure, alors il faut faire p constant et p' nul quel que soit l'indice.

D'autres fois, lorsqu'on voudra rechercher l'effet d'une charge isolée, on fera nulles toutes les valeurs de p et p' sauf une.

Nous allons étudier rapidement ces deux cas :

Formules dans le cas d'une charge isolée. Supposons que la poutre soit formée de k travées telles que AB, et qu'une charge unique $(2p)$ soit appliquée à l'extrémité de la travée de rang (x); dans les formules précédentes, les sommes de p_m et de p'_m seront nulles tant que (m) sera inférieur à x; pour m supérieur à x, les sommes de p'_m resteront toujours nulles, mais les sommes de p_m prendront une valeur constante égale à p.

Le poids $2p$ se partage entre les deux culées en raison inverse du nombre de travées qui le sépare de chacune d'elles, donc

$$P = 2p.\frac{k-x}{k};$$

transportant ces données dans les formules (8) et (9) nous trouvons que :

$$q_m = t_m = \frac{P}{\cos \alpha}$$

tant que m est compris entre 1 et $(x-1)$;

$$q_m = t_m = -\frac{2px}{k \cos \alpha}$$

tant que m est compris entre x et k.

Ainsi, lorsque (m) arrive à dépasser (x), le sens des efforts transmis aux tiges inclinées change immédiatement; celles qui s'inclinent à gauche étaient comprimées et celles qui s'inclinent à droite étaient tendues, le phénomène inverse se produit sans aucune transition, les premières se trouvent soumises à l'extension et les dernières à la compression. Si on considère une tige DC', tout poids placé à l'aplomb d'un sommet de la semelle inférieure, à gauche de D, y détermine une tension, et tout poids placé en D ou à droite y détermine une compression.

La combinaison de surchage qui déterminera le maximum de tension se présentera lorsque tous les sommets à gauche de D seront seuls chargés, et celle qui déterminera le maximum de compression se présentera lorsque tous les sommets à droite seront seuls chargés. — Pour une combinaison quelconque de surcharge, l'effort supporté par la tige DC' variera entre les maximums de tension et de compression ci-dessus définis ; il sera donc utile, au point de vue de la recherche de la stabilité, de calculer ces deux maximums.

Proposons-nous de calculer maintenant les valeurs successives de T et Q.

L'équation (5) qui donne la valeur de Q peut s'écrire, en remarquant que t_m et q_m sont toujours des quantités égales, dont la valeur commune peut se désigner par r ;

$$Q_{m+1} - Q_m = 2r \sin \alpha.$$

Donnant à (m) successivement les valeurs 0, 1, 2, 3, 4..... et remarquant que

$Q_0 = 0$ et ($Q_1 = 2P tang\alpha$), nous aurons la série d'équations :

$$Q_2 - Q_1 = 2r \sin \alpha$$
$$Q_3 - Q_2 = 2r \sin \alpha$$
$$\cdots\cdots\cdots$$
$$\cdots\cdots\cdots$$
$$Q_m - Q_{m-1} = 2r \sin \alpha$$

ajoutons toutes les équations de ce groupe membre à membre, nous arrivons à

$$Q_m = 2(m-1) r \sin \alpha + 2P \operatorname{tang} \alpha$$

lorsque (m) varie de 1 à (x), r est égal à $\frac{P}{cos\alpha}$, et

$$Q_m = 2m.P. \operatorname{tang} \alpha. = 4m.p. \frac{k-x}{k} \operatorname{tang} \alpha.$$

Lorsque (m) varie de x à (k), il faut ajouter à la valeur précédente de Q_m, dans laquelle on fera ($m = x$), ($m - x + 1$) fois le produit $2rsin\alpha$, la valeur de r étant prise égale à $\left(-\frac{2px}{kcos\alpha}\right)$ et alors :

$$Q_m = 4px. \frac{k-m}{k} \operatorname{tang} \alpha.$$

On trouverait de même les valeurs successives de T au moyen de l'équation (7). Les formules nous montrent que Q et T sont toujours positifs, quelle que soit la position de la charge; ainsi un poids isolé quelconque suspendu à la semelle inférieure détermine une compression de la semelle supérieure et une tension de la semelle inférieure, et, comme les effets des forces se cumulent, on voit que l'effort maximum se produira dans les semelles lorsque la poutre entière se trouvera chargée.

Formules dans le cas d'une charge uniforme. — Les k travées dont la poutre se compose sont chargées chacune d'un poids $2p$; le poids de la moitié des deux travées extrêmes se transporte directement aux culées et se trouve annulé par une réaction égale.

La réaction P des culées est donc égale à $p\ (k-1)$.

Les formules (8) et (9) nous donnent : (10) $t_m = q_m = \frac{p\,(k-1) - 2mp}{cos\alpha} = p\frac{k-2m-1}{cos\alpha}$.

L'équation (5) va nous fournir les valeur successives de (Q) :

$$Q_{m+1} - Q_m = (t_m + q_m) \sin \alpha = 2p \operatorname{tang} \alpha\, (k - 2m - 1);$$

faisons successivement $m = 1, 2, 3, 4\ldots..$, nous aurons :

$$Q_2 - Q_1 = 2p(k - 2 - 1) \operatorname{tang} \alpha$$
$$Q_3 - Q_2 = 2p(k - 2.2 - 1) \operatorname{tang} \alpha$$
$$Q_4 - Q_3 = 2p(k - 2.3 - 1) \operatorname{tang} \alpha$$
$$Q_m - Q_{m-1} = 2p(k - 2(m-1) - 1) \operatorname{tang} \alpha$$

Ajoutant toutes ces équations, membre à membre, nous trouvons :

$$Q_m - Q_1 = 2p \operatorname{tang} \alpha \,[\,(m-1)\,k - 2\,(1 + 2 + 3 + \ldots\ldots + (m-1)\,) - (m-1)]$$

Remarquant que $(Q_1 = 2p\,(k\text{-}1)$ *tang*α et que la somme des n premiers nombres entiers est égale à $\left(\frac{n(n+1)}{2}\right)$, nous arrivons à

$$(11)\qquad Q_m = 2p \operatorname{tang}\alpha . m . (k - m).$$

Reste à calculer les valeurs successives de T; et c'est l'équation (7) qui nous les donne :

$$T_{m+1} - T_m = (t_{m-1} + q_m)\sin\alpha,$$
$$T_{m+1} - T_m = 2p \operatorname{tang}\alpha\,(k - 2m).$$

Faisant successivement dans cette équation $m = 1, 2, 3.....$, nous aurons :

$$T_2 - T_1 = 2p \operatorname{tang}\alpha\,[k - 2.1]$$
$$T_3 - T_2 = 2p \operatorname{tang}\alpha\,[k - 2.2]$$
$$T_4 - T_3 = 2p \operatorname{tang}\alpha\,[k - 2.3]$$
$$\cdots\cdots\cdots\cdots$$
$$\cdots\cdots\cdots\cdots$$
$$T_m - T_{m-1} = 2p \operatorname{tang}\alpha\,[k - 2\,(m - 1)]$$

Ajoutant toutes ces équations, membre à membre, et remarquant que

$$T_1 = P \operatorname{tang}\alpha = 2p\,(k - 1) \operatorname{tang}\alpha . \frac{1}{2},$$

nous arrivons à

$$(12)\qquad T_m = 2p \operatorname{tang}\alpha \left[m\,(k - m + 1) - \frac{k+1}{2}\right].$$

Les formules (10) (11) (12) nous donnent les tensions et compressions produites par la charge uniforme dans toutes les tiges et dans toutes les sections des semelles et le problème que nous nous étions posé est complètement résolu.

Les variations des tensions et compressions des tiges inclinées nous sont indiquées par la formule (10); ces forces t et q ont leur maximum pour $(m = 0)$ et vont en décroissant jusqu'à ce que m atteigne la valeur $\frac{k\text{-}1}{2}$, alors elles s'annulent, puis changent de signe et passent par le même série de valeurs absolues entre le milieu de la poutre et l'autre culée. — Si k est pair, on ne peut avoir $2m = (k\text{-}1)$, donc les valeurs de t et q n'atteignent pas zéro, mais elles s'en approchent de très-près.

Si l'on cherche le maximum de Q_m avec la formule (11) on voit qu'il se produit pour $\left(m = \frac{k}{2}\right)$, et si l'on cherche celui de T_m avec la formule (12) on voit qu'il se produit pour $\left(m = \frac{k+1}{2}\right)$. — Ces deux maximums se produisent donc vers le milieu de la poutre; la compression de la semelle supérieure et la tension de la semelle inférieure vont en croissant depuis les culées jusqu'au milieu de la poutre.

Le maximum de Q est égal à

$$\frac{1}{2} p \operatorname{tang}\alpha . k^2$$

et le maximum de T à

$$\frac{1}{2} p \tang \alpha (k^2 - 1)$$

ces deux quantités sont sensiblement égales pour peu que le nombre des travées soit notable.

Ainsi les tensions et compressions dans les semelles varient en sens inverse des tensions et compressions dans les tiges ; les premières augmentent et les secondes diminuent depuis les extrémités jusqu'au milieu de la poutre.

Assimilation des poutres en treillis et du système à triangles. — L'assimilation des poutres en treillis et du système à triangles, que nous venons de calculer, est assez délicate et paraît tout d'abord d'une assez médiocre exactitude; cependant elle est généralement admise et ne conduit point à de mauvais résultats dans la pratique. — On peut donc la considérer comme suffisamment justifiée.

Dans le système à triangles, les semelles horizontales ABC... A'B'C'... sont formées de pièces articulées en chacun des sommets; dans les poutres en treillis, les semelles sont des feuilles de tôle continues, posées horizontalement; comme leur longueur est considérable relativement à leurs autres dimensions, elles jouissent d'une grande flexibilité et on peut admettre qu'elles possèdent une charnière ou articulation en un point quelconque de leur portée.

Si nous considérons maintenant les liens inclinés tels que AA' et BB', on les remplace par une série de liens parallèles répartis entre AA' et BB', entre BB' et CC', et tels que la somme de leurs sections transversales soit égale à la section que le calcul indique pour AA' et BB'. On opère de même pour les liens A'B inclinés en sens contraire. On admet ainsi que les forces t et q, calculées précédemment, se partagent entre toutes les tiges inclinées qui viennent rencontrer la base *AB* de ce que nous avons appelé une travée de la poutre à triangles; cette hypothèse n'a rien qui puisse étonner, si l'on remarque que AB est toujours une fraction très-faible de la portée totale de la poutre et que la variation des efforts transmis aux pièces inclinées doit être peu sensible sur une aussi petite longueur

Le calcul des poutres en treillis sera donc facile; en chaque point des semelles, nous avons la tension ou la compression, ce qui nous donne la section eu égard au travail que l'on veut imposer à la matière par unité de surface; de même, pour chaque faisceau de tiges inclinées, correspondant à la base AB des triangles du système générateur, on a l'effort total, qui, divisé par le nombre des tiges du faisceau, donne l'effort afférent à chaque tige et par suite sa section.

La section des semelles ira en croissant des extrémités au milieu de la poutre, tandis que celle des faisceaux des tiges inclinées ira en décroissant.

On sait que, généralement, les lames du treillis sont rivées, en haut et en bas, entre deux cornières rivées elles-mêmes sur les semelles; la rivure étant faite à chaud et comprenant plusieurs rivets, il n'existe point, à vrai dire, de centre d'articulation aux extrémitées des tiges inclinées; peut-être avec le temps la rivure se desserrera-t-elle et arrivera-t-elle à permettre un certain jeu, mais, dans le principe, il est certain que l'articulation est absente et que même on la proscrit sévèrement.

En outre, les tiges inclinées en sens contraire, lorsqu'elles se rencontrent, ne sont point simplement accolées, on les réunit encore par un rivet, et on les rend solidaires, ce qui est absolument contraire à notre théorie.

On admet, ce qui n'est nullement démontré, que ces modifications n'ont pour

effet que de consolider le système ; mais la seule sanction de la théorie que nous avons exposée, c'est qu'elle ne conduit pas à de mauvais résultats dans la pratique.

Remarques sur les treillis. — « A ne considérer que superficiellement les poutres à treillis, on est tenté de croire, dit M. l'ingénieur Collignon, qu'un tel système doit conduire à une réduction du poids de la poutre. Il y a avantage, en effet, à éloigner de l'axe neutre les fibres résistantes qui composent une poutre, et à les concentrer dans deux bandes séparées l'une de l'autre par le plus grand intervalle possible : cette considération a conduit à évider la région voisine de l'axe neutre et à transformer en treillis la paroi pleine. Ce raisonnement est démenti par l'expérience et par la théorie. L'expérience démontre que les économies de métal faites dans la construction d'un pont à treillis sont toujours, au delà d'une certaine limite, préjudiciables à la durée de l'ouvrage. La théorie met en évidence le rôle que joue dans la résistance de la ferme la paroi, pleine ou évidée, qui rattache l'une à l'autre les deux tables.

Cette paroi est l'organe par lequel s'opère la transmission des tensions et des pressions d'une région à l'autre de la pièce, et elle a besoin d'être nourrie en vue de ce travail indispensable à l'équilibre moléculaire de la construction. »

L'effort tranchant A est sensiblement le même dans une poutre à treillis et dans une poutre à âme pleine, de même portée, la charge fixe et la surcharge ne variant pas.

Dans une poutre à treillis, l'effort tranchant s'exerce obliquement sur $2n$ barres, auxquelles on peut faire supporter un effort maximum R par millimètre carré de section ; le minimum de la section droite d'une barre est donc donné par la fraction

$$\frac{A}{2n\cos\alpha . R},$$

et le volume du treillis pour un élément de longueur (dx) de la poutre est par suite égal à

$$\frac{A}{2n\cos\alpha . R}\cdot\frac{dx}{\sin\alpha}\cdot 2n \quad \text{ou à} \quad \frac{2\,A dx}{R\sin 2\alpha},$$

expression qui, dans le cas le plus favorable, celui où $(\alpha = 45^\circ)$, se réduit à $\left(\frac{2A.dx}{R}\right)$. » .

Dans une poutre pleine, placée dans les mêmes conditions, la section de l'âme se déduira de l'équation $\left(\frac{A}{R}\right)$, et le volume élémentaire de cette âme sera $\left(\frac{Adx}{R}\right)$, c'est-à-dire la moitié du précédent.

La paroi évidée du treillis consomme donc deux fois plus de métal que ne le ferait une âme pleine.

« Malgré cette infériorité économique du treillis, dit encore M. Collignon, on ne renoncera pas à ce mode de construction, pour s'en tenir exclusivement aux ponts à poutres pleines. L'élégance d'un treillis bien dessiné et l'aspect repoussant d'une paroi pleine ramèneront toujours un grand nombre de constructeurs à préférer le système le plus satisfaisant à l'œil au système dont le bon marché est le seul mérite. »

En résumé, la paroi en treillis pèse plus que la paroi pleine, et, parmi les diverses inclinaisons de treillis, la plus avantageuse est celle de 45°.

Poutres du système Howe ou Jones. — On connaît en Europe la poutre Howe, en bois et fer, et dont on s'est servi surtout pour des ponts provisoires; cette poutre construite tout en métal porte en Amérique le nom de poutre Jones.

Le type générateur de la poutre Howe est celui que représente la figure 26,(planche II; il comprend deux semelles horizontales $A_0A_1A_2$... $B_0B_1B_2$... réunies par deux séries de liens les uns verticaux, les autres inclinés et faisant avec la verticale l'angle α.

Les liens verticaux ne travaillent que par extension, aussi sont-ils en fer; les liens inclinés au contraire ne travaillent que par compression, aussi sont-ils en bois ou en fonte. C'est au moyen de vis, dont les liens sont munis, qu'on les met dans des positions telles qu'ils travaillent comme on se le propose; ainsi les liens inclinés sont fortement serrés aux abouts, de manière que la compression seule leur soit permise. Il va sans dire qu'un pareil résultat à obtenir demande beaucoup de soins lors du montage, et que l'état des choses se modifie sans cesse par suite des trépidations et vibrations qui déterminent petit à petit du jeu dans les assemblages; il faut donc vérifier de temps en temps les pièces et procéder à de fréquents règlements, si l'on veut maintenir la construction dans ses conditions théoriques de premier établissement.

Le procédé simple, qui nous a servi à calculer les efforts exercés dans les diverses pièces d'un treillis ou lattice, est exactement applicable ici :

Désignons par T_m l'extension de la partie. . . . . . $A_{m-1}A_m$ de la semelle inférieure,
— Q_m la compression de la partie. . . . $B_{m-1}B_m$ — supérieure,
— t_m l'extension de la tige verticale. . . B_mA_{m+1}
— q_m la compression de la tige inclinée. B_mA_m

Supposons qu'il existe k sommets tels que A, entre les extrémités de la poutre et qu'à chacun d'eux soit suspendu un poids $2p$; la réaction P de la culée sera égale à kp.

Faisons une section de la poutre par un plan vertical xy passant au sommet BM et exprimons que l'équilibre existe dans cette section en supposant la portion de droite enlevée; nous devons ajouter aux forces extérieures la compression Q_{m+1}, la tension T_{m+}, et la tension t_m. Puisque toutes les forces sont en équilibre, la somme de leurs projections sur un axe quelconque est nulle; projetons-les sur la verticale, puis sur l'horizontale nous aurons les deux équations :

$$t_m - P + 2mp = 0 \quad \text{ou bien} \quad t_m = P - 2mp = p(k - 2m,$$
$$Q_{m+1} - T_{m+1} = 0 \quad \text{ou bien} \quad Q_m = T_m.$$

Faisons maintenant une section par le plan vertical intermédiaire $x'y'$ et exprimons encore que l'équilibre existe entre toutes les forces extérieures et les réactions de la partie de la poutre située à droite de la section; appliquons à cet effet le théorème des projections des forces, il nous donnera :

$$\cos\alpha . q_m = P - 2mp \quad \text{ou bien} \quad (1)\ q_m = \frac{p(k-2m)}{\cos\alpha} = \frac{t_m}{\cos\alpha}$$
$$Q_m = T_{m+1} - P \operatorname{tang}\alpha + 2mp \operatorname{tang}\alpha \quad \text{ou bien} \quad (2)\ Q_m = T_{m+1} + p \operatorname{tang}\alpha\,(2m - k) = T_m$$

Les équations (1) et (2) renferment la solution complète du problème et nous permettent de calculer par cheminement les efforts de toutes les pièces.

Cependant la formule (2) peut se simplifier ; elle s'écrit :

$$T_{m+1} = T_m + p \operatorname{tang} \alpha (k - 2m),$$

faisant successivement $m = 1, 2, 3..$, et remarquant que

$$T_1 = P \operatorname{tang} \alpha = kp \operatorname{tang} \alpha,$$

nous obtenons la série d'équations :

$$\begin{aligned} T_1 &= kp \operatorname{tang} \alpha \\ T_2 &= T_1 + p \operatorname{tang} \alpha (k - 2.1) \\ T_3 &= T_2 + p \operatorname{tang} \alpha (k - 2.2) \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots \\ T_m &= T_{m-1} + p \operatorname{tang} \alpha (k - 2(m-1)) \end{aligned}$$

Ajoutant ces équations membre à membre, et remarquant que la somme des n premiers nombres entiers est égale à $\left(\frac{n\,(n+1)}{2}\right)$, nous arrivons définitivement à

$$(3) \qquad T_m = p.m\,(k - m + 1) \operatorname{tang} \alpha = Q_m$$

qui, combinée avec

$$t_m = (k - 2m)p \quad \text{et} \quad q_m = \frac{(k-2m)p}{\cos \alpha},$$

permet de calculer tous les éléments du problème.

On voit que les quantités t et q ont leur maximum dans le lien le plus proche des culées et vont sans cesse en diminuant jusqu'à s'annuler au milieu de la poutre, tandis que T et Q ont au contraire leur maximum au milieu de la poutre et vont en diminuant à mesure qu'on s'approche des culées ; ces quantités sont du reste toujours positives. Il n'en est point de même pour (t) et (q); elles changent de signe au milieu de la poutre, et, si l'on veut que les pièces travaillent de la manière prévue, il faut composer la moitié de droite de la poutre symétriquement à la moitié de gauche.

Le maximum de T et de Q est égal à

$$p \operatorname{tang} \alpha \left(\frac{k+1}{2}\right)^2;$$

il servira à déterminer la section maxima des semelles.

Pour passer du système théorique, base de nos calculs, au véritable système de Howe, on remplacera chacune des tiges verticales ou inclinées par un certain nombre d'autres, de manière à avoir des faisceaux de n tiges, la section de chaque tige étant la $n^{ième}$ partie d'une tige unique qui serait destinée à résister aux efforts t ou q.

On ajoute aussi d'ordinaire la seconde diagonale A_2B_0 des carrés tels que $A_0A_1B_1B_2$, et on la remplace par un faisceau de pièces inclinées égales en section, mais moitié moins nombreuses que celles qui représentent la diagonale A_1B_1.

Ces diagonales supplémentaires sont simplement appuyées contre les semelles,

sans les presser ; elles ne doivent pas travailler sous la charge uniforme et complète, et ne peuvent travailler qu'accidentellement par l'effet d'une charge isolée. — C'est quelque chose comme un surcroît de rigidité.— Mais il est clair que cette disposition exige un règlement fréquent et minutieux.

Ces poutres américaines, dit M. Collignon, exigent un règlement fréquemment renouvelé et assez délicat à faire. — L'opération du règlement a quelque chose d'analogue à celle de l'accord du piano ; il faut tendre certains boulons, en détendre d'autres.

Les pressions variant suivant la position des surcharges, et pouvant même se renverser, on conçoit que les pièces sont soumises à des trépidations et comme à des chocs perpétuels qui en altèrent la solidité.

La poutre de Howe n'est employée en Europe qu'à titre d'ouvrage essentiellement provisoire.

Les Américains font un grand usage des systèmes que nous venons de décrire et de systèmes dérivés ou analogues ; on en trouvera de nombreux exemples dans le rapport de mission de M. l'ingénieur Malézieux. — Nous doutons que, malgré les avantages économiques, elles arrivent à prendre chez nous un développement sérieux.

Poutres américaines à plusieurs travées.— Les Américains ne se servent guère des poutres à plusieurs travées, et nous pensons qu'avec leurs systèmes compliqués ils ont parfaitement raison, car il serait difficile de se rendre un compte exact de l'influence que la charge d'une travée exerce sur les travées voisines.

En Europe, on a bien souvent recours aux poutres en treillis à plusieurs travées solidaires ; la théorie nous permet alors de calculer en chaque point l'effort tranchant et le moment fléchissant; en particulier, on détermine facilement les réactions des appuis et ce sont les seules quantités qu'il soit utile de connaître pour faire le calcul tel que nous l'avons indiqué.

Dans ce cas, du reste, on peut recourir à la méthode suivante de calcul que développe M. Bresse, et qui donne des résultats peu différents de ceux que nous avons trouvés.

Soit une poutre en treillis, figure 27, planche II, dans laquelle les liens inclinés CC', DC' ont été décomposés chacun en un faisceau de n liens parallèles ; coupons la poutre par un plan vertical xy, ce plan ne rencontrera évidemment que la moitié des (n) liens de chaque faisceau ; les efforts supportés par l'ensemble de ces $\frac{n}{2}$ liens seront donc la moitié des quantités que nous avons appelées plus haut t et q.

D'après la connaissance de la charge fixe et de la surcharge, du nombre et des dimensions des travées, nous connaissons pour chaque section de la poutre le moment X et l'effort tranchant P dû aux forces extérieures.

Or, dans la section xy il doit y avoir équilibre entre les forces extérieures et les réactions moléculaires que la partie de gauche exerce sur la partie de droite qu'on suppose enlevée ; ces réactions moléculaires sur les tensions T et $\frac{t}{2}$ et les compressions Q et $\frac{q}{2}$, et les forces extérieures se réduisent à l'effort tranchant P et au couple X.

Exprimons que l'équilibre existe en écrivant que : 1° la somme des projections de toutes les forces est nulle sur l'horizontale et sur la verticale ; 2° le moment résultant de toutes les forces est nul par rapport au point M par exemple :

cela nous donne les trois équations :

$$Q-T+\frac{1}{2}(q-t)\sin\alpha=0,$$

$$\frac{1}{2}(q+t)\cos\alpha+P=0,$$

$$Th+\frac{1}{4}(t-q)h\sin\alpha+X=0.$$

Nous voilà en présence de trois équations pour déterminer quatre inconnues ; mais la méthode, par laquelle nous avons calculé plus haut le système triangulaire simplifié d'où dérive le treillis, nous a appris que les quantités t et q, affectées du même indice, différaient d'une manière peu sensible. On peut donc prendre :

$$t=q \text{ et il en résulte : } Q=T, \quad t\cos\alpha+P=0, \quad Th+X=0.$$

Cela nous donne nos quatre équations pour déterminer nos quatre inconnues.

Poutres à semelles paraboliques Bow-strings.— On rencontre quelquefois des formes de poutres analogues aux solides d'égale résistance, et qui, au lieu d'être limitées à deux semelles horizontales, sont terminées soit à deux paraboles à axe vertical, soit à une parabole et à une droite horizontale.

Lorsque la semelle supérieure est un arc de parabole (*abc*) et la semelle inférieure une horizontale (*ab*), on a ce qu'on appelle le bow-string, ou l'arc avec sa corde (fig. 28).

L'âme peut être pleine ou évidée ; lorsqu'elle est évidée, on peut l'obtenir évidemment soit par un treillis, soit par le système de Howe. — Dans chaque cas, on se donne le sens dans lequel on veut que les pièces travaillent, et c'est par un règlement que dans la pratique on réalisera cette hypothèse.

Quoi qu'il en soit, voici comment on fixera les dimensions de la poutre ; on fera à des intervalles suffisants des sections par des plans verticaux xy, et on calculera dans ces sections le moment fléchissant X et l'effort tranchant P dû aux forces extérieures; ces quantités sont, pour ainsi dire, indépendantes de la forme de la poutre dont on se donne le poids approximatif.

On exprimera dans chaque section, comme nous venons de le faire tout à l'heure, qu'il y a équilibre entre les forces extérieures, représentées par le moment X et la force P, et les réactions moléculaires représentées par les tensions ou compressions des pièces qu'est venu couper le plan xy.

La condition d'équilibre entraîne trois équations : donc, on aura toutes les réactions inconnues pourvu que le plan xy ne rencontre, en outre des deux semelles, qu'un lien incliné. — Si deux liens se trouvaient rencontrés, il faudrait introduire une hypothèse sur la relation qui lie les efforts auxquels ils sont soumis.

Remarquez qu'il ne sera pas toujours possible que les efforts s'exercent dans le sens qu'on s'est donné tout d'abord ; mais, le signe qu'on trouvera pour les inconnues indiquera toujours si l'on s'est trompé ; dans ce cas, on arrivera à des quantités négatives et il faudra changer une tension en pression, ou inversement.

Ces formes compliquées ne donnent que peu d'économie de matière ; elles augmentent les difficultés de construction ; on ne les a pas accueillies avec faveur et nous pensons qu'on a bien fait.

CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES SUR L'EMPLOI DES MATÉRIAUX

Le constructeur doit avoir toujours présents à l'esprit quelques principes élémentaires faciles à retenir.

1° Lorsqu'une pièce présente des défauts, et qu'on est forcé de l'employer néanmoins, il faut s'arranger de manière à placer ces défauts aux environs de la fibre neutre, c'est-à-dire aux endroits qui travaillent le moins.

Ainsi, dans les pièces en bois, les nœuds et la carie partielle de quelques fibres sont des causes notables de diminution de la résistance ; on aura donc soin de placer les parties noueuses ou malsaines, là où les efforts sont minimums.

Dans une pièce supportant des efforts d'extension dans le sens des fibres, un défaut, une crevasse, parallèles aux fibres, n'ont pas grande importance et peuvent être tolérés, car ils ne nuisent point à la résistance longitudinale; au contraire, une coupure, une crevasse, transversales aux fibres, sont très-dangereuses, puisqu'elles ont pour effet de réduire la section qui résiste aux efforts.

Lorsqu'une pièce supporte des efforts de compression, c'est l'effet inverse qui se produit ; toute crevasse transversale est peu importante, puisque l'effort, qui est parallèle aux fibres, tend à appliquer l'un contre l'autre les bords de la crevasse. Au contraire, une crevasse parallèle aux fibres détruit leur adhérence réciproque et les expose à flamber plus facilement lorsqu'elles sont comprimées suivant leur axe.

Lorsqu'une pièce est soumise à des efforts de flexion, une poutre, par exemple, nous avons vu que certaines fibres étaient comprimées, d'autres tendues, et qu'il y avait une fibre neutre, c'est-à-dire soustraite à toute action. Ceci posé tout défaut situé dans le voisinage de la fibre neutre n'a pas grand inconvénient ; une fracture transversale sera dangereuse dans les parties soumises à la tension ; inversement une fracture longitudinale sera dangereuse dans les parties soumises à la compression et sans inconvénient dans les parties soumises à un effort de tension.

Lorsqu'un arbre est soumis à la torsion, les efforts tendent à produire des glissements dans les sections transversales ; donc toute cassure dans une section transversale sera dangereuse, tandis qu'une crevasse parallèle aux fibres n'altérera guère la résistance.

2° La remarque précédente trouve une application fort importante en pratique dans la manière dont on doit composer les paquets de fer que l'on chauffe pour les porter ensuite soit à la forge, soit au laminoir pour les transformer en des pièces déterminées.

Ainsi les paquets destinés à fournir des tirants en fer soumis à l'extension ou des arbres soumis à la torsion seront composés avec de longues tiges accolées parallèlement et soudées les unes aux autres par un martelage énergique. L'adhérence des tiges peut être imparfaite sans qu'il y ait grand risque pour la résistance.

Lorsqu'une pièce doit résister à la flexion, on peut la composer avec des lames de fer accolées les unes aux autres et placées de champ, c'est-à-dire verticalement si la pièce est horizontale et soumise à des poids verticaux.

Nous avons calculé, dans la section des chaudières à vapeur (page 499) quelle épaisseur il convenait de donner au corps cylindrique d'une chaudière à l'intérieur de laquelle s'exerce une pression effective (p); il était inutile de reproduire ici ces calculs que l'on appliquera facilement à un réservoir quelconque. En ce qui

touche la construction de ces réservoirs cylindriques qui s'exécutent presque toujours en feuilles de tôle rivées, on aura soin de ne pas placer les feuilles, le sens du laminage parallèle aux génératrices, parce que les crevasses tendent toujours à se produire dans le sens du laminage, et c'est le long des génératrices que s'exerce le plus grand effort d'extension. On roulera donc les feuilles transversalement sur le cylindre, de manière à placer le sens du laminage suivant la section droite. Mais il est préférable encore de constituer les parois du cylindre avec des feuilles ou rubans enroulés en hélice et soudés les uns aux autres.

3° Nous répéterons encore ici la recommandation déjà faite dans le traité de l'*exécution des travaux* : c'est d'avoir soin de donner aux pièces en fonte une épaisseur uniforme et peu considérable. On y arrive en adoptant les sections évidées par exemple, en forme de croix. Lorsque l'épaisseur de la fonte est considérable, la surface se refroidit rapidement au contact de l'air et se solidifie, tandis que l'intérieur est encore liquide; cette partie liquide ne peut plus se contracter librement, et, lorsqu'elle se solidifie, il se forme des cavités, des poches plus ou moins grandes, très-nuisibles à la résistance. La fonte au contact de l'air subit, du reste, une sorte de trempe qui en augmente la dureté et il y a avantage à développer le plus possible la surface exposée à l'air.

Pièces composées. — Lorsqu'on n'a pas à sa disposition des pièces de bois ou de fer d'un équarrissage assez considérable pour résister aux efforts qui se présentent, on adopte quelquefois des pièces composées avec plusieurs autres juxtaposées.

S'il y a simple juxtaposition, comme dans la figure 29, planche II, les faces en contact n'ont aucune influence réciproque; chaque pièce fléchit comme si elle était seule, et la résistance totale est la somme des résistances élémentaires. On peut poser les pièces les unes à côté des autres ou les superposer, la résistance a toujours la même valeur.

Au contraire, s'il y a liaison absolue entre les pièces, que l'une ne puisse fléchir sans l'autre, la résistance de la poutre composée sera sensiblement la même que si cette poutre était formée d'une pièce unique ayant la section totale de l'ensemble.

Cette condition peut se réaliser comme le montre les figures 30 et 31, soit en assemblant les pièces au moyen d'entailles et de redans, soit en les reliant par des coins engagés à la fois dans les pièces en contact : on aura soin d'entourer le tout avec des brides en fer suffisamment serrées pour produire un frottement énergique.

La disposition relative des pièces, qui composent une poutre, a sur la résistance et sur la flexion la même influence que nous avons reconnue à la forme de la section d'une pièce unique. A section constante, la résistance d'une pièce unique est très-variable, il en est de même d'une pièce composée.

Ainsi, lorsqu'une poutre est formée de plusieurs madriers, on ne les placera pas à côté les uns des autres, mais on les superposera autant que possible de même que l'on place verticalement le plus grand côté de la section d'une pièce simple.

Inconvénient d'allier le bois et le fer. — C'est une pratique encore assez fréquente que de renforcer par des feuilles de tôle ou par une barre de métal des poutres en bois. Il vaut mieux recourir alors à une poutre armée; car la juxtaposition du bois et du métal ne peut donner de bons résultats :

En effet, l'intensité de la flexion n'est pas la même; pour travailler à la limite voulue, le bois doit fléchir d'une certaine quantité et le fer d'une quantité toute différente. C'est donc le travail de l'une des pièces qui sera prépondérant;

l'autre ne travaillera que fort peu ou travaillera d'une manière exagerée. Dans tous les cas, il existe un inconvénient sérieux.

CIRCULAIRES MINISTÉRIELLES POUR LES ÉPREUVES A FAIRE SUBIR AUX PONTS MÉTALLIQUES.

La base des calculs préliminaires, qui servent à rédiger les projets des ponts métalliques et des ponts en charpente, c'est la connaissance de la surcharge maxima que ces ouvrages sont exposés à subir.

Cette surcharge est fixée pour les ponts métalliques par des circulaires ministérielles qui déterminent en outre le maximum des efforts à imposer à la fonte et au fer par unité de surface.

Bien que les circulaires aient surtout en vue les ponts métalliques, nous pensons qu'elles doivent aussi, à moins de circonstances exceptionnelles, être appliquées aux ponts en charpente.

Voici les deux circulaires en question qui ont trait, l'une aux ponts métalliques supportant les voies de chemin de fer, l'autre aux ponts métalliques supportant les voies de terre.

1° *Épreuves des ponts métalliques supportant les voies de chemin de fer. Circulaire du* 26 *février* 1858.

Paris, 26 février 1858.

Monsieur, j'ai l'honneur de vous informer que, d'après l'avis émis par le conseil général des ponts et chaussées, j'ai réglé de la manière suivante les épreuves à faire subir aux ponts métalliques supportant les voies des chemins de fer.

« Ces épreuves seront de deux espèces, et auront lieu d'abord par un chargement de poids mort, ensuite au moyen de poids roulant :

« 1° Chaque mètre linéaire de simple voie sera chargé d'un poids additionnel de 5,000 kilogrammes pour les travées d'une ouverture de 20 mètres et au-dessous, et de 4,000 kilogrammes pour celles d'une ouverture supérieure à 20 mètres, sans que, dans ce dernier cas, le poids puisse jamais être moindre que 100 tonnes. Cette charge devra rester au moins huit heures sur le pont, et n'en être retirée que deux heures après que la flèche prise par les poutres aura cessé de croître.

« Pour les ponts à plusieurs travées, chacune d'elles sera chargée d'abord isolément ; elles le seront ensuite simultanément.

« Dans les ponts où les voies sont solidaires entre elles, chaque voie sera chargée successivement, l'autre voie restant libre. Elles le seront ensuite simultanément.

« Chaque épreuve partielle aura lieu conformément aux prescriptions du premier paragraphe du présent article.

« 2° Une première épreuve au moyen de poids roulant se fera par le passage, sur chaque voie, d'un train composé de deux machines pesant chacune avec leur tender 60 tonnes au moins, et de wagons portant chacun un chargement de 12 tonnes, en nombre suffisant pour couvrir au moins une travée entière. Ce

train marchera successivement avec des vitesses de 20 kilomètres et de 35 kilomètres à l'heure.

« Une seconde épreuve aura lieu au moyen du passage sur la voie d'un train composé de deux machines, pesant chacune avec leur tender 35 tonnes au moins, et de wagons dont le poids sera établi comme dans les trains ordinaires de voyageurs et en nombre suffisant pour couvrir au moins une travée entière. Ce train marchera successivement avec des vitesses de 40 kilomètres et de 70 kilomètres à l'heure.

« Pour les ponts à deux voies, les épreuves par poids mouvant auront lieu d'abord sur chaque voie isolée, puis simultanément sur les deux voies, en faisant marcher les deux trains parallèlement dans le même sens, ensuite en sens opposé, de manière à se croiser sur le milieu des travées. »

Je vous prie, Monsieur, de m'accuser réception de la présente dépêche.

Recevez, Monsieur, l'assurance de ma considération très-distinguée.

Le Ministre de l'agriculture, du commerce et des travaux publics,

Signé : E. Rouher.

2° *Épreuves à faire subir aux ponts métalliques destinés aux voies de terre. Circulaire du* 15 *juin* 1869.

15 juin 1869.

Monsieur, par une circulaire du 26 février 1858, l'un de mes prédécesseurs a déterminé le mode des épreuves auxquelles doivent être soumis les ponts métalliques supportant les voies de chemin de fer; mais jusqu'à présent les épreuves à faire subir aux ponts métalliques destinés aux voies de terre n'ont été l'objet d'aucune instruction générale. Le grand développement donné à ce genre de construction imposait à l'administration le devoir de combler cette lacune.

Le conseil général des ponts et chaussées, saisi de la question, a été d'avis, Monsieur, et j'ai reconnu avec lui que les ponts métalliques, dépendant des voies de terre placées dans les attributions du ministère des travaux publics, doivent satisfaire aux conditions ci-après énoncées :

I. Les travées métalliques devront être en état de livrer passage à toute voiture dont la circulation est autorisée par le règlement du 10 août 1852, sur la police du roulage et des messageries, c'est-à-dire aux voitures attelées, au maximum, de cinq chevaux, si elles sont à deux roues, et de huit chevaux, si elles sont à quatre roues.

On admettra que le poids du chargement et de l'équipage peut s'élever à 11 tonnes pour les voitures à deux roues et à 16 tonnes pour les voitures à quatre roues dont les essieux sont écartés de 3 mètres.

II. Les dimensions des pièces des travées métalliques seront calculées de telle sorte que le travail du métal, par millimètre quarré, sous la plus grande charge pouvant résulter des stipulations de l'article 1er ou des épreuves dont il sera parlé ci-après, soit limité, savoir :

A 1 kilogramme, pour la fonte travaillant par extension;

A 5 kilogrammes, pour la fonte travaillant par compression;

A 6 kilogrammes, pour les fers forgés ou laminés, tant à l'extension qu'à la compression.

Toutefois l'administration se réserve d'admettre des chiffres plus élevés pour les grands ponts, lorsque des justifications suffisantes seront produites en ce qui touche les qualités de la matière, les formes ou les dispositions des pièces.

III. Chaque travée métallique sera soumise aux épreuves suivantes :

Une première épreuve, par poids mort uniformément réparti, sera faite au moyen d'une charge additionnelle de 400 kilogrammes par mètre quarré de tablier, trottoirs compris. Cette charge devra demeurer en place pendant huit heures au moins, et, en tout cas, jusqu'à ce que le tablier ait cessé de s'abaisser.

On procédera ensuite à une seconde épreuve, par poids roulant, avec celles des voitures à deux roues ou à quatre roues qui, chargées au maximum, produiraient le plus grand effort, eu égard à l'ouverture de la travée. Cette épreuve sera réalisée en faisant passer en même temps, au pas, sur le tablier, autant de voitures qu'il en pourra contenir avec leurs attelages, sur le nombre de files que comportera la largeur de la voie charretière.

L'ensemble de toutes les voitures que pourra ainsi contenir la travée y stationnera pendant une demi-heure.

Pour les ponts à plusieurs travées, chacune d'elles sera chargée isolément; elles le seront ensuite simultanément.

C'est en s'appuyant sur l'expérience qu'a fait acquérir la construction de nombreux ouvrages que l'administration s'est crue autorisée à fixer à la fois les conditions des épreuves et les limites des tensions, c'est-à-dire à arrêter les bases sur lesquelles doit reposer la rédaction des projets. Elle entend toutefois réserver à l'industrie et à la science le bénéfice des progrès qu'elles pourraient faire. Tel est l'objet du paragraphe final de l'article 2 de la présente circulaire.

L'article 1er pose un principe qui n'est pas discutable, c'est que les ponts métalliques doivent, comme tous les autres ponts, satisfaire aux conditions de la liberté du roulage telle qu'elle est admise par les lois et règlements. Les attelages étant seuls limités, il a fallu recourir à l'expérience pour estimer les plus grands chargements que comportent ces limites. Ils dépendent évidemment de la vigueur des chevaux attelés et de l'état de la voie sur laquelle le roulage s'opère. Les chiffres donnés au deuxième paragraphe de cet article 1er peuvent être considérés comme des maxima pour toute la France; ils résultent du témoignage unanime des ingénieurs attachés aux grandes compagnies des chemins de fer. S'il reste encore quelque incertitude, elle ne porte que sur l'écartement des essieux dans les chariots à quatre roues, attelés de huit chevaux, qui peuvent traîner 16 tonnes. L'erreur, sur ce point, n'excède pas $0^m,50$ en plus ou en moins, et elle est en réalité sans importance, car ces chariots ne sont plus guère employés que pour le transport des machines ou de leurs organes, et ne parcourent que de faibles distances. Il n'y a pas lieu d'en tenir compte pour le calcul de la résistance des pièces transversales, puisque les deux roues de la charrette sont plus pesantes que deux des roues du chariot, et l'hypothèse d'un écartement de 3 mètres suffit très-bien à l'établissement des calculs pour la résistance des pièces longitudinales, lorsque la longueur du pont exige que l'on prenne en considération l'éventualité du passage des chariots.

Les épreuves réglées par l'article 3 donnent lieu, en ce qui concerne le chargement de poids mort uniformément réparti, à des observations analogues à celles qui ont déjà été présentées. Pour les ponts de faible ouverture, la charge de 400 kilogrammes par mètre quarré de tablier ne représente qu'une petite fraction des efforts qu'occasionnent les poids roulants. Si le pont avait une très-grande ouverture, la surcharge de 400 kilogrammes pourrait, au contraire' devenir excessive, et il serait loisible aux auteurs des projets d'en discuter la convenance.

Je n'ignore pas que, dans quelques localités, les épreuves seront rendues difficiles par le manque des équipages nécessaires à leur réalisation. Les ingénieurs chercheront alors à arriver au même résultat à l'aide d'engins à peu près équivalents. Une garantie sérieuse aura été obtenue, en tout cas, par l'adoption des nouvelles bases fondamentales qui serviront doréñavant à l'établissement des projets.

Mais il ne suffit pas, Monsieur, de stipuler des garanties pour l'avenir : i convient, en outre, de chercher à prémunir contre tout danger la circulation du roulage sur les ponts métalliques qui existent aujourd'hui. Vous voudrez donc bien, dans ce but, procéder au recensement et à la vérification, sous le rapport de la stabilité, des ponts métalliques qui sont situés dans votre servicl et placés sous votre surveillance. Vous me ferez connaître, pour chaque pont : 1° la situation, le système et l'époque de sa construction; 2° l'ouverture droite ou biaise de chacune des travées qui le composent; 3° la largeur de sa voie charretière; 4° le travail maximum de traction ou de compression, rapporté à l'unité superficielle, qu'auraient à développer les pièces longitudinales et les pièces transversales métalliques si l'ouvrage était soumis aux épreuves réglées par l'article 3.

Ces documents peuvent être réunis en tableau. Vous les accompagnerez d'un rapport justificatif des propositions que vous croirez devoir m'adresser.

Je désire que votre travail puisse me parvenir dans un délai de trois mois.

Veuillez, Monsieur, m'accuser réception de la présente instruction, dont je joins ici un exemplaire pour chacun de MM. les ingénieurs attachés au service que vous dirigez.

Recevez, Monsieur, l'assurance de ma considération très-distinguée.

Le ministre de l'agriculture, du commerce
et des travaux publics,

Signé : E. Gressier.

CHAPITRE II

PONTS EN CHARPENTE

Les ponts en charpente ont dû être inventés par les premiers hommes. On a commencé par jeter un tronc d'arbre au travers d'un ruisseau pour le passer à pied-sec; plusieurs arbres juxtaposés ont créé un passage plus large, praticable aux animaux et plus tard aux voitures. Lorsque la largeur du cours d'eau ne permit plus de le franchir avec un seul arbre, on eut l'idée d'établir au milieu du courant soit des piles en enrochements, soit des palées en charpente formées de pieux enfoncés dans le sol ou maintenus à leur base par un amas de grosses pierres.

Plus tard, on reconnut que les poutres horizontales seules étaient insuffisantes pour les longues portées, et les charpentiers eurent l'idée de construire des ponts à l'image des combles avec lesquels ils supportaient les toits des maisons. C'est alors qu'on forma les ponts avec des pans de charpente verticaux, ou fermes, plus ou moins espacées, et recouvertes par des madriers transversaux supportant un plancher.

Les ponts en charpente avaient pris au moyen âge un grand développement, et cela se conçoit car on en trouvait presque partout les matériaux sur place avec des ouvriers suffisamment instruits pour les mettre en œuvre. On élevait ainsi, en peu de temps et à peu de frais, des constructions qui rendaient en somme de grands services. Tous les anciens ponts de Paris étaient en bois.

Quand l'art de construire des voûtes se perfectionna, quand les nouvelles voies de communication permirent de transporter partout à peu de frais les pierres les plus résistantes, les chaux et les ciments, quand le travail de la fonte et du fer se développa de toutes parts, l'avantage économique des ponts en charpente ne tarda pas à s'atténuer; leur grand inconvénient est d'être fort sensibles aux influences atmosphériques, d'exiger un entretien et une surveillance continuelle, et de périr en quelques années. Si à la dépense première de construction, on ajoute l'entretien et l'amortissement, il arrivera souvent que le pont en charpente sera plus coûteux que le pont en maçonnerie ou en métal.

Cependant, le pont en charpente peut encore rendre de grands services. Lorsqu'on n'a pas un gros capital disponible et qu'on se trouve dans un pays boisé, peu riche en matériaux et éloigné des grands centres de construction, ou bien lorsqu'on ne veut créer qu'un passage provisoire.

FORMES SIMPLES DE PONTS EN CHARPENTE

Le pont en charpente restera donc longtemps encore en usage, et mérite une étude détaillée.

Le pont le plus simple se compose d'une planche ou d'un madrier posé sur deux culées. Pour obtenir le maximum de résistance, il faut placer les pièces de champ, et alors, si l'on manque de largeur, on juxtapose plusieurs pièces semblables.

Lorsqu'il s'agit de constituer non pas une simple passerelle à piétons, mais un pont pour des bestiaux ou pour des voitures, on se sert de grosses poutres horizontales, plus ou moins espacées d'axe en axe, sur lesquelles on cloue transversalement le plancher.

Si l'écartement des poutres maîtresses ou longerons est un peu considérable, le plancher pourrait fléchir dans l'intervalle; alors on interpose entre ce plancher et les longerons des solives transversales, espacées de $0^m,40$ ou de $0^m,50$ et c'est sur ces solives, qui portent le nom de pièces de pont, qu'on vient ensuite clouer le platelage, formé de planches légères faciles à remplacer lorsqu'elles sont usées ou qu'elles viennent à se rompre accidentellement.

Ainsi, nous distinguons dans un tablier en charpente trois parties principales : les longerons ou fermes verticales qui supportent l'édifice, les pièces de pont qui réunissent les fermes entre elles, et le platelage qui recouvre les pièces de pont ; comme accessoire, il faut compter le garde-corps dont les montants verticaux s'assemblent généralement au bout des pièces de pont.

Culées, piles et palées. — Le tablier s'appuie à ses extrémités sur deux culées, et, si le passage est trop large pour être franchi avec une seule ferme, on en établit plusieurs qui reposent sur des supports intermédiaires portant le nom de piles, s'ils sont en maçonnerie, et de palées s'ils sont en charpente.

En ce qui touche les culées, généralement on laisse à la berge du cours d'eau son talus naturel de sorte qu'on n'a point de terres à soutenir et on établit le dernier support un peu en arrière de la ligne d'intersection du talus naturel de la berge avec le terrain de la vallée.

Dans certains cas cependant, lorsque la rivière doit être comprise entre des murs de quai, il faut constituer une culée ; on l'établit au moyen d'un revêtement en charpente, relié par des tirants et des boucliers intérieurs au massif de terrain qu'il recouvre ; nous verrons plus loin des exemples de ce genre. C'est un véritable mur de quai en charpente qu'il faut construire, et, comme le revêtement donne passage à l'eau, le massif postérieur peut se trouver délayé outre mesure et exercer dans certains cas une poussée considérable ; on évitera cet inconvénient si l'on peut faire en moellons bruts le remplissage derrière le revêtement.

Dans ces conditions, il sera presque toujours préférable, si les fondations ne sont pas trop difficiles, de construire une culée en maçonnerie.

Quant aux supports intermédiaires, il semble peu rationnel de les faire en maçonnerie; dans les ponts, ce sont les fondations et les piles qui coûtent le plus cher et qui prennent le plus de temps. Du moment qu'on peut établir des piles en maçonnerie, il sera en général plus économique de leur faire porter des

voûtes : aujourd'hui, la construction d'une voûte peut être rapidement enlevée et le motif du temps à gagner ne saurait être mis en avant. Avec les mortiers dont on dispose et des moellons bruts, on construit une voûte à peu de frais; pour avoir un tablier en charpente aussi solide que cette voûte, on dépensera certainement davantage.

Sauf des cas exceptionnels, c'est donc aux supports en charpente, c'est-à-dire aux palées qu'il faut recourir.

Quelle ouverture de travées ou, ce qui revient au même, quel écartement de palées doit-on adopter?

Il n'y a pas pour cela de règle précise; la même question s'est déjà présentée pour les ponts en maçonnerie. La réponse est la même ici : Si les fondations sont faciles, on pourra multiplier les points d'appui et on y aura avantage car les travées de faible ouverture sont plus commodes d'exécution et de montage et proportionnellement moins coûteuses. Mais si les fondations sont difficiles et coûtent cher, on aura avantage à écarter les palées bien qu'on soit conduit alors à adopter des fermes plus compliquées. C'est dans chaque cas, une étude comparative à faire entre les diverses solutions possibles, que l'expérience indique immédiatement.

Les palées en charpente sont à deux ou à un seul étage :

Lorsque la profondeur du terrain solide au-dessous de l'étiage ainsi que la hauteur du tablier au-dessus de l'étiage ne sont pas assez considérables pour que leur total dépasse la longueur des pieux dont on dispose, on compose la palée avec une ou plusieurs files de pieux et chaque file est recouverte d'un chapeau horizontal qui supporte les poutres du tablier. Dans ce cas on n'emploiera en général qu'une file de pieux que l'on réunit par des écharpes pour les rendre solidaires.

Il y a toujours un inconvénient à composer les palées avec une seule longueur de pieux; la partie du pieu qui est toujours noyée se conserve indéfiniment, mais la partie supérieure, et surtout la partie qui est alternativement mouillée et exposée à l'air, se pourrit assez vite et n'a qu'une durée très-limitée; elle doit être remplacée au bout de quelques années.

Lorsqu'au contraire les palées sont à deux étages, on arrête l'étage de fondation précisément au niveau des plus basses eaux; on recouvre les pieux qui le composent d'une plate-forme horizontale sur laquelle vient s'appuyer l'étage supérieur.

L'étage de fondation porte le nom de palée basse, et celui qui le surmonte est la palée haute.

La palée basse dure très-longtemps; quant à la palée haute, il faut la remplacer de temps en temps, et cette opération est facile à effectuer en basses eaux.

La division en palée haute et palée basse est forcée lorsque la hauteur qui sépare le tablier du terrain solide est trop considérable pour être franchie avec un seul pieu.

La figure 1 de la planche III, représente des basses palées formées d'une ou de deux files de pieux supportant des hautes palées qui ne comprennent qu'une file de pieux.

L'exemple de gauche montre comment les pieux ronds de fondation sont couronnés à leur sommet par deux moises horizontales solidement boulonnées l'une à l'autre, sur la face supérieure desquelles reposent les poteaux de la palée haute placés juste à l'aplomb des pieux de la palée basse.

A droite, on voit une autre disposition : la palée basse est formée de deux files de pieux ; chaque file est couronnée par un cours de moises bien reliées entre elles ; sur les deux cours de moises on en place d'autres transversalement, et celles-ci sont entaillées à leur rencontre avec celles-là, afin de s'opposer à tout déversement : sur la série des moises transversales, en leur milieu, on place un cours de moises longitudinales, parallèles aux files de pieux et c'est sur ce dernier que repose la palée haute. Le tout est relié par des boulons comme le montre la figure 1.

La palée basse peut être composée quelquefois de trois files de pieux.

Si le terrain est à peu de distance du niveau des basses eaux et que les pieux aient dans le sol une fiche considérable, il est évident qu'une seule file de pieux suffit pourvu que leur section soit convenable eu égard à la charge maxima; mais, si la fiche n'est pas considérable et que la partie libre du pieu ait une hauteur notable on peut avoir un déversement à craindre, et alors on préfère composer la palée basse avec deux ou trois files de pieux de moindre équarrissage ; leur ensemble forme une sorte de chaise bien stable et le déversement n'est plus à craindre.

Lorsque la rivière coule sur le rocher, on ne peut battre de pieux ; on compose les palées basses avec plusieurs files de poteaux solidement réunis les uns aux autres; on immerge le tout à la fois et on garnit l'intérieur et le pourtour de cette chaise avec des enrochements. Il va sans dire qu'on a relevé au préalable avec le plus grand soin la profondeur d'eau qui existe à l'aplomb de chaque poteau, et que les poteaux sont coupés à la longueur voulue pour porter tous à la fois sur le rocher. Nous avons déjà rencontré des exemples de ces chaises en charpente avec enrochements lorsque nous avons parlé des supports des cintres.

Il ne faut point oublier que les enrochements sont essentiellement mobiles, et que les crues les entraînent souvent en quantité considérable ; ils doivent donc être l'objet d'une surveillance attentive ; ils demandent à être nourris fréquemment et l'on doit avoir des dépôts de moellons bruts en réserve afin de parer à tout accident.

PONTS FORMÉS DE POUTRES HORIZONTALES.

Comme nous l'avons dit plus haut, le pont le plus simple est formé de poutres horizontales plus ou moins espacées, réunies par des pièces de pont entaillées à leur rencontre, et c'est sur ces pièces de pont qu'est cloué le platelage.

La circulation se fait directement sur le platelage ; cependant, on a souvent recouvert le platelage soit d'une chaussée pavée soit d'une chaussée empierrée, mais ce mode de faire ne convient pas pour des ponts en charpente.

En effet, d'une part c'est une charge fixe considérable qu'on impose à la charpente, c'est-à-dire à quelque chose d'essentiellement léger; d'autre part, on maintient à la surface du platelage et des pièces de pont une humidité funeste à leur conservation. Ces pièces soumises à l'action de l'air libre d'un côté et à l'humidité de l'autre se trouvent dans un état très-favorable à la fermentation ; elles ne tardent pas à se pourrir et se brisent un jour, au passage d'une voiture, sans qu'on ait pu constater facilement le mal à l'avance.

Ainsi, il est préférable de laisser le platelage à nu; on peut le composer avec de bonnes planches de chêne qu'on recouvre d'un bois plus tendre; lorsqu'une plaquette de celui-ci est usée, on la remplace immédiatement, pourvu qu'on ait soin d'en avoir toujours une certaine provision d'avance aux environs.

On peut se trouver embarrassé lorsqu'il s'agit de déterminer la section des poutres horizontales, en vue des charges destinées à circuler sur le pont.

Pour les grandes portées, on se tire d'affaire en admettant une charge uniforme de 400 kilogrammes par mètre carré; mais, pour des portées de quelques mètres, on comprend qu'il y aurait danger à agir ainsi. En effet, un chariot isolé peut donner un effort bien supérieur à celui qui résulte d'une charge uniforme.

Ainsi, il faut, pour le calcul des poutres considérer les véhicules les plus lourds auxquels le pont est susceptible de donner passage, et l'on devra avoir soin d'interdire la circulation à toute charge roulante dépassant le maximum.

Dans les cas ordinaires, on admettra que les charrettes les plus lourdes pèseront 4,000 à 5,000 kilogrammes, soit 2,000 à 2,500 kilogrammes par roue.

L'effet maximum se produira lorsqu'une roue passera à l'aplomb du milieu de la portée d'une poutre.

En réalité, comme les pièces de pont ont une section assez considérable et qu'elles rendent toutes les poutres solidaires, elles empêchent la charge d'être transmise tout entière à la poutre sur laquelle cette charge passe et elle la répartit entre toutes les poutres du tablier : mais, ce n'est pas l'usage de compter sur cette circonstance qui concourt à augmenter la stabilité.

Donc, pour calculer une poutre, nous placerons en son milieu, outre la charge fixe, le poids maximum qui peut être transmis soit par la roue d'une voiture à un seul essieu soit par les deux roues du même côté d'une voiture à deux essieux.

Nous ne nous inquiétons pas du cas peu probable ou l'écartement des poutres serait supérieur à la largeur de voie des véhicules : si cela arrivait, on chercherait par la décomposition des forces parallèles quelle peut être la charge maxima transmise à une poutre.

Un pont à une seule voie devra être composé avec deux poutres placées juste à l'emplacement que doivent suivre les roues.

Un pont à deux voies résulte de la juxtaposition de deux ponts à une voie; il comprendra donc deux poutres de rive et deux poutres médianes assez rapprochées, à $0^m,50$ par exemple l'une de l'autre, car c'est le jeu nécessaire au croisement de deux voitures.

Proposons-nous de calculer les poutres qui conviennent pour diverses portées, en négligeant la charge fixe, supposant un effort maximum de 2,500 kilogrammes au milieu de la poutre, et admettant que cette poutre est en bon bois de chêne, lequel ne se rompt à l'extension que sous une charge de 800 kilogrammes par centimètre carré, et à la compression que sous une charge de 533 kilogrammes. Si l'on adopte le coefficient de sécurité $\frac{1}{10}$, on voit qu'on sera dans de bonnes conditions en se fixant comme maximum un effort de 50 kilogrammes par centimètre carré.

Exemple : on a une poutre d'un mètre de portée et de $0^m,10$ de largeur (a); quelle devra être sa hauteur (b)?

Elle résulte de la formule connue :

$$R = \frac{Xh}{2I}$$

R, charge maxima à imposer par centimètre carré, est égal à 50;
X, moment fléchissant maximum, se produit au milieu de la poutre, il est égal à la réaction de la culée $\frac{2500}{2}$ multiplié par la demi-longueur de la poutre ou 50, le centimètre étant pris pour unité :

$\frac{h}{2}$ n'est autre que la $\frac{1}{2}$ hauteur $\frac{b}{2}$ de la poutre

et le moment d'inertie I d'une section rectangulaire est $\frac{1}{12}ab^3$

portant toutes ces données dans la formule, nous trouvons $b^2 = 750$ ou $b = 27,4$.

Ainsi, il faudra employer une poutre de 0m,10 de largeur et de 0m,27 de hauteur ; si l'on trouve le rapport de ces deux dimensions trop grand, on fera un nouveau calcul en adoptant par exemple une largeur de 0m,12 ou de 0m,15.

Cet exemple suffit bien pour montrer comment on procédera au calcul pour une portée quelconque ; le point le plus délicat à déterminer, c'est le maximum de la surcharge que le pont est exposé à supporter.

Si l'on établissait un pont en charpente sur une route nationale, on devrait calculer les poutres en vue des surcharges indiquées par la circulaire du 15 juin 1869, et alors on arriverait pour les poutres à des dimensions considérables.

Flèche des poutres. — Une poutre horizontale prend toujours une certaine flèche lorsqu'elle est mise en place, et, si la portée est notable, cette flèche peut se manifester à l'œil et produire un effet désagréable ; la poutre semble avoir perdu de sa force, bien qu'en réalité il n'en soit rien.

Cet effet est général pour toutes les poutres horizontales.

Le constructeur doit avoir soin, avant la pose, de leur donner une courbure en sens inverse, une certaine convexité vers le haut ; on obtient ce résultat soit en courbant la poutre, soit en la taillant suivant un profil légèrement courbe.

C'est particulièrement dans les passerelles en bois à grande portée qu'il faut adopter cette forme d'arc à grand rayon, qui donne beaucoup d'élégance à l'édifice.

Pont de César sur le Rhin. — Parmi les ponts de l'antiquité dont la description est venue jusqu'à nous, il faut citer :

1° Le pont de Sublicius, construit sur le Tibre par les prêtres romains, qui en prirent le nom de pontifes : la tradition rapporte que c'est lui dont le passage fut défendu, 500 ans avant Jésus-Christ, par Horatius Coclès contre l'armée de Porsenna ; il se composait de poutres horizontales reposant par l'intermédiaire de chapeaux sur des files de pieux peu espacées.

2° Le pont construit en dix jours sur le Rhin par César pour le passage de son armée ; il est représenté en coupe transversale par la figure 2, planche III; il se compose de chevalets dont les montants inclinés sont formés chacun de deux pieux qui enserrent à leur sommet une pièce de pont chargée de supporter des madriers longitudinaux, sur lesquels on étendit une couche de fascines ; à l'aval on aperçoit un étai qui ajoute à la stabilité du chevalet ; à l'amont est une sorte de patte d'oie destinée à écarter les corps flottants que l'ennemi aurait pu lancer pour détruire l'ouvrage.

C'est dans les *Commentaires* de César qu'on trouve la description de cet important travail.

Ponts à poutres horizontales avec sous-poutres. — Un type fréquent de pont moderne est celui que représentent les figures 3 de la planche III. Il est décrit dans les *Annales des ponts et chaussées* de 1854 par M. l'ingénieur Pugnière.

Il se compose de travées de $7^m,75$ de portée, soutenues par des culées et des piles en maçonnerie : comme profil en travers, il y a cinq mètres de chaussée empierrée, encadrée par deux trottoirs d'un mètre.

Les poutres ou longerons sont des pièces de chêne de $0^m,30$ sur $0^m,35$ d'équarrissage; il y a quatre de ces longerons; ces poutres sont renforcées sur les piles et culées par des sous-poutres de $0^m,30$ sur $0^m,30$ d'équarrissage faisant saillie de $1^m,96$ sur l'arête supérieure des piles; les poutres et sous-poutres sont fortement reliées par des étriers en fer avec boulons; on constitue de la sorte un véritable encastrement, et, comme nous l'avons vu, on double la résistance de la poutre; il va sans dire que le serrage doit être vérifié de temps en temps et toujours maintenu.

Tous les $0^m,75$ existent des pièces de pont de $7^m,66$ de longueur et de $0^m,15$ sur $0^m,13$ d'équarrissage; ces pièces de pont sont entaillées de $0^m,05$ à la rencontre des poutres—Entre les pièces de pont la chaussée empierrée est soutenue par des madriers posés à plat de $0^m,10$ d'épaisseur.— Ces madriers ne sont pas entaillés à la rencontre des poutres, de sorte que leur face supérieure est au même niveau que celle des pièces de pont; sur leurs extrémités repo sen des bordures en pierres de taille que longent des caniveaux de $0^m,20$ de largeur.

L'extrémité des pièces de pont est supportée par des poutres et sous-poutres qui ne diffèrent des poutres principales qu'en ce que leur largeur est réduite à $0^m,20$.

Au-dessus, les pièces de pont sont couronnées par une semelle longitudinale au passage de laquelle elles sont entaillées de deux centimètres.

La semelle susdite et la bordure du trottoir soutiennent des dalles en grès des Vosges présentant vers la chaussée une pente totale de $0^m,04$ destinée à faciliter l'écoulement des eaux. Sous la dalle est un remplissage en gravier reposant sur un plancher que soutiennent les pièces de pont; il semble que ce remplissage aurait pu être supprimé.

On remarquera que les abouts des pièces de ponts sont garnies de calottes en fonte qui les empêchent de se fendre.

Le garde-corps comprend des potelets de $0^m,15$ sur $0^m,15$ d'équarrissage, assemblés à tenons avec les pièces de pont et fixés dans les semelles par un assemblage en forme de queue d'aronde.

Les potelets sont reliés entre eux par des lisses supérieures, servant de main courante, de $0^m,15$ sur $0^m,15$ d'équarrissage et assemblées par tenons et mortaises. La surface supérieure de ces lisses est arrondie suivant un arc de cercle de $0^m,015$ de flèche.

Au milieu des potelets sont assemblés en losange, par tenons et mortaises, des sous lisses de $0^m,10$ de côté.

Le garde-corps présente, au-dessus du trottoir, une hauteur de $0^m,90$.

Les dispositions précédentes sont bien combinées; cependant nous pensons qu'il faut laisser aux ponts en charpente leur aspect de légèreté et éviter toute charge fixe considérable : on pourrait donc remplacer l'empierrement par un

platelage et les dalles en grès du trottoir par un plancher. — L'ossature générale restera la même : elle ne changerait pas non plus si on remplaçait les piles par des palées.

Nous pourrions donner beaucoup d'autres exemples de ponts du même genre ; mais ils présentent avec le précédent si peu de différence, que ce serait une superfétation.

On modifiera seulement l'équarrissage des pièces en raison de la portée, de la charge fixe et de la surcharge probable, mais le squelette restera toujours le même.

PONTS AVEC CONTRE-FICHES.

Dès que l'ouverture atteint 8 ou 9 mètres, on n'a plus recours au système précédent, à moins qu'on n'y soit forcé par la nécessité de tenir le tablier au-dessus du niveau des hautes eaux et des glaces.

Le longeron horizontal ne serait plus assez fort ou du moins demanderait à être composé avec des bois de trop gros échantillon ; il faut alors en fractionner la portée et lui créer des supports en plusieurs points. C'est à quoi on arrive par le système des contre-fiches.

Dans le premier exemple, représenté en élévation et en coupe transversale, figures 1 et 2, planche IV, la basse palée est formée d'une seule file de pieux ; la palée haute comprend une série de poteaux placés à l'aplomb des pieux, reliés les uns aux autres par des moises en écharpe et par des moises horizontales ; cette palée haute est contre-butée à l'amont et à l'aval par des contre-fiches s'appuyant contre des pieux supplémentaires, l'assiette de fondation est ainsi augmentée ainsi que la stabilité ; à l'amont on ajoute en général plusieurs pieux et plusieurs contre-fiches pour protéger la palée contre le choc des corps flottants et des glaces ; les précautions à prendre dans ce sens sont variables suivant les cas.

La file de poteaux est couronnée par un chapeau horizontal sur lequel reposent les longerons, par l'intermédiaire d'une sous-poutre, destinée à produire l'encastrement de la poutre principale.

Au quart de la portée à partir de chaque palée, est placée une contre-fiche qui crée dans la poutre un appui fixe et reporte une partie de la charge sur les poteaux de la palée.

Dans la partie médiane, on place encore une sous-poutre contre laquelle butent les contre-fiches et qui est solidement reliée à la poutre principale.

Les contre-fiches elles-mêmes sont soulagées et protégées contre la flexion par des moises pendantes inclinées à 45°, qui enserrent à un bout les contre-fiches et à l'autre bout la poutre principale.

Nous avons dit au chapitre précédent comment on calculait un pareil système ; on peut considérer la partie médiane comme une poutre posée sur deux appuis, et de même pour les parties latérales ; celles-ci ayant une longueur moitié de la partie médiane ne sont composées que d'une pièce de bois, tandis que la partie médiane est composée d'une double pièce.

On construira, par le parallélogramme des forces, l'intensité de la pression transmise aux contre-fiches.

Pour qu'un pareil système réussisse, il faut que les contre-fiches ne soient pas

trop inclinées sur la verticale, sans quoi elles prendraient des dimensions trop fortes et les assemblages seraient difficiles à maintenir.

Sur les poutres on pose les pièces de pont et les madriers qui supportent, soit une chaussée comme dans le premier exemple, soit un platelage comme dans le second.

Le garde-corps est formé de potelets implantés dans les pièces de pont et réunis par deux lisses. — Un pareil système se renverserait facilement si on ne consolidait les potelets par deux contre-fiches situées dans le plan vertical des pièces de pont; la contre-fiche extérieure s'assemble à tenon et mortaise sur l'about de la pièce de pont et le dépasse même un peu ; de la sorte, la pluie glisse à la surface de la contre-fiche et ne pénètre point dans l'assemblage qu'elle ne tarderait pas à pourrir.

En général, il faut éviter les mortaises et assemblages dont la cavité est tournée vers le haut et exposée à servir de réservoir à l'eau pluviale : mieux vaut alors traverser complétement la pièce; afin que l'eau s'écoule par son propre poids.

Dans le second exemple, la travée a plus de largeur ; les contre-fiches sont plus longues : aussi voit-on qu'on a mis des secondes contre-fiches qui supportent les extrémités de la sous-poutre placée au sommet du palier ; il y a aussi deux cours de moises pendantes.

Passerelle provisoire de Saint-Germain-des-Fossés. — Comme construction analogue, nous citerons la passerelle construite à Saint-Germain-des-Fossés, sur l'Allier, et représentée par les figures 3, de la planche IV.

Une palée se compose de quatre pieux de $0^m,35$ d'équarrissage ; les deux du milieu ont $10^m,45$ de hauteur et s'élèvent jusqu'au niveau des poutres, chacun d'eux est à l'aplomb d'un des rails de la voie. Les deux pieux latéraux, recepés à $1^m,00$ au-dessous de l'étiage, reçoivent des contre-fiches de $0^m,35$ d'équarrissage, qui contre-butent la partie centrale et s'opposent au déversement, tout en soutenant les accotements de la voie au moyen de chandelles verticales de $0^m,30$ d'équarrissage plantées dans les contre-fiches avec un assemblage à enon et mortaise avec embrèvement.

Chaque travée a 10 mètres de portée.

La poutre principale de $0^m,40$ d'équarrissage est renforcée à l'aplomb des palées par une sous-poutre de $2^m,00$ de portée, et dans la partie médiane par une autre sous-poutre de $4^m,50$ de long ; contre les extrémités de celles-ci viennent buter les contre-fiches de $0^m,35$ sur $0^m,30$ d'équarrissage et de $3^m,75$ de long.

Les assemblages des contre-fiches et de la sous-poutre sont maintenus invariables par des moises pendantes qui embrassent aussi la poutre principale et qui rendent le tout solidaire.

Les poutres de rive supportant l'accotement sont composées exactement comme les précédentes, mais avec des pièces de moindre équarrissage, comme on le voit sur la figure.

Sur la face supérieure des quatre cours de poutre s'applique un plancher en madriers de $0^m,08$ d'épaisseur, entaillés à la rencontre des poutres : ces madriers sont recouverts par le ballast et supportent des gardes-corps composés, comme le montre la figure.

On peut reprocher aux contre-fiches externes du garde-corps de ne pas s'assembler à l'extrémité de la semelle horizontale de ce garde-corps; mais ce défaut est insignifiant dans un ouvrage provisoire.

Les palées sont reliées et contreventées deux à deux par de fortes croix de Saint-André horizontales.

Chaque travée de 10 mètres est revenue à 4,300 francs, soit à 430 francs par mètre courant, tout compris, même les enrochements.

Dans un type analogue a été construite l'estacade sur la Marne, estacade en charpente sur laquelle passe l'embranchement reliant le chemin de fer de l'Est au camp de Châlons : les travées n'ont que $6^{m},60$ de portée, la voie est posée non pas sur des traverses, mais sur des longrines qui sont les poutres elles-mêmes du pont : c'est une bonne disposition à adopter, mais il est nécessaire alors de régler le niveau supérieur du pont avec le plus grand soin.

Passerelle provisoire de 8 *mètres.* — Les figures 1 de la planche V représentent une passerelle provisoire établie, après le siége de Paris, sur le fossé des fortifications pour le passage du chemin de fer de l'Ouest.

Les poutres reposent aux deux bouts sur des murs et en leur milieu sur une file de pôteaux en sapin de $0^{m},35$ d'équarrissage : lesdits poteaux sont reliés, au milieu, en haut et en bas, par des moises de $0^{m},35$ sur $0^{m},15$, et s'appuient, à la base, sur une semelle horizontale par l'intermédiaire de coins que l'on peut serrer plus ou moins, de manière à bien presser chaque poteau contre la poutre qu'il supporte; il va sans dire que les coins, une fois pressés, sont maintenus en place par des taquets chevillés sur la semelle inférieure.

Sous chaque rail, on trouve une poutre composée de deux pièces jumelles de $0^{m},40$ sur $0^{m},35$, et c'est la face supérieure de cette poutre composée qui reçoit le rail.

A la partie supérieure de chaque poteau sont deux contre-fiches, et la stabilité de l'ensemble est assurée par des contre-fiches latérales et par des écharpes qui réunissent le tout.

Les accotements sont formés par un plancher transversal s'appuyant au dehors sur une poutre de rive et au dedans sur une pièce clouée le long de la poutre supportant le rail extérieur.

Pour éviter tout déraillement, il importait de maintenir bien constant l'écartement des rails et des poutres; la figure de détail 2 montre comment on y est arrivé : le long des poutres principales, on a cloué des pièces longitudinales entaillées, de place en place, pour recevoir des traverses s'appuyant exactement contre les poutres; le système est complété par des boulons formant tirants.

On voit que cette construction présente toute garantie de sécurité.

Passerelle d'Andé, sur la Seine. — Les figures 3 de la planche V représentent la passerelle construite à Andé, sur la Seine, par M. Bonnin, agent-voyer en chef de l'Eure, un peu à l'amont du pont détruit pendant la guerre.

C'est à peu près l'ossature de la passerelle de Saint-Germain-des-Fossés décrite ci-dessus : les travées ont $8^{m},25$ d'ouverture; le profil en travers comprend une chaussée empierrée de 2 mètres de large encadrée entre deux trottoirs d'un mètre chacun.

Chaque palée est composée de trois groupes de deux pieux, en sapin des Vosges, de 30 sur 30 d'équarrissage, reliés au sommet par deux cours de moises de 30 sur 11; ils sont recepés à 1 mètre au-dessus de l'étiage.

Les deux pieux du milieu supportent les poteaux qui soutiennent eux-mêmes les poutres principales ou sommiers : c'est par l'intermédiaire de cales en bois que les poteaux s'appuient sur la tête des pieux.

Les deux autres pieux intermédiaires supportent des contre-fiches, et les pieux extrêmes sont destinés à assurer la stabilité de l'ensemble; leur présence se justifie par le peu de fiche qu'il était possible de leur donner entre le fond du fleuve et le rocher; si la fiche était plus considérable, nous pensons qu'on devrait supprimer ces pieux extrêmes.

Les sommiers ou poutres principales ont 30 sur 30 d'équarrissage, et les morceaux en sont assemblés à trait de Jupiter avec étriers en fer et boulons. Dans leur partie médiane est une sous-poutre de 17 sur 30 contre les extrémités de laquelle butent des contre-fiches de 22 sur 22. Entre les poutres se trouvent des entretoises et au-dessus un plancher en madriers de 22 sur 11 qui porte la chaussée en empierrement.

On remarquera les divers cours de moises qui rendent toutes les pièces solidaires. Les trottoirs sont supportés par des chandelles s'assemblant dans les contre-fiches des palées.

Les contre-fiches des poutres viennent buter à leur base contre la tête des pieux; elles peuvent se trouver noyées par les crues ainsi que les cours de moises longitudinales; cette disposition pourrait causer un danger sérieux en temps de crue et de glaces, elle serait à éviter dans un ouvrage définitif.

Cependant la passerelle a bien résisté aux fortes crues de l'hiver 1872-1873.

Le prix de revient a été de 235 francs le mètre courant.

Pont de Bonpas. — Pour en finir avec les ponts à poutres horizontales avec contre-fiches, nous donnerons encore le dessin du pont qui existait autrefois à Bonpas, sur la Durance, figure 1, planche VII.

Ce pont comprend un longeron horizontal, renforcé par des sous-poutres dans la partie médiane des travées et à l'aplomb des palées; les sous-poutres donnent lieu à deux systèmes de contre-fiches, dont la rigidité est assurée par des moises pendantes.

Les pièces de pont sont des bois ronds qui supportent un plancher en madriers recouvert d'un remblai et d'un pavage.

Ce sont des dispositions que nous avons déjà rencontrées plusieurs fois.

PONTS AVEC ARMATURES.

On construisait beaucoup autrefois, et on rencontre encore aujourd'hui, les ponts dits à armatures, dont les dispositions se rapprochent souvent de celles que les Américains ont rééditées pour leurs ponts métalliques.

Le colonel Emy, dans son *Traité classique de la Charpenterie*, a recueilli de nombreux modèles de ces ponts anciens; c'est d'après lui et d'après Gauthey que nous en citerons quelques-uns.

On s'est proposé surtout de franchir de grandes portées sans appuis intermédiaires, et sans placer sous les longerons de longues contre-fiches qui seraient nécessairement exposées à être noyées et emportées lors des crues et des débâcles.

En effet, dès que la portée est considérable, comme on ne peut donner aux contre-fiches une trop faible inclinaison sur l'horizon, il faut, à moins de surélever outre mesure le tablier, descendre la butée des contre-fiches au niveau des palées basses.

Pour obvier à cet inconvénient, on eut l'idée de renforcer les poutres, non par en bas, mais par en haut, en les suspendant à des fermes analogues à celle des combles, c'est-à-dire composées d'arbalétriers et de poinçons, la poutre horizontale faisant office de tirant. On n'est point limité dans la hauteur et on peut placer les pièces dans de meilleures conditions de résistance.

Pont formé d'une ferme simple. — La figure 4 de la planche VIII représente un pont formé d'une ferme simple, c'est-à-dire de deux arbalétriers, d'un poinçon et d'un tirant qui est la poutre horizontale supportant le plancher du pont.

On voit en *t* la file de pieux qui limite la première travée, adjacente à la culée. La poutre horizontale est soutenue en son milieu par des moises *r*, formant poinçon, solidement accolées au moyen d'étriers en fer; contre le sommet du poinçon butent les arbalétriers *k* dont la compression se transmet en *n* sur le sommet des palées.

Pour calculer un pareil système, on supposera que la charge appliquée en *p*, au milieu de la poutre, est tout entière attachée au poinçon; elle se décompose par le parallélogramme des forces en deux compressions dirigées suivant les arbalétriers dont la section se trouve ainsi déterminée. La portée de la poutre horizontale est théoriquement réduite de moitié, puisque son point milieu est supposé fixe, et on la calcule en conséquence.

Passerelle hollandaise. — Sur la figure 2 de la planche VIII on voit la passerelle hollandaise, dérivée de la précédente, mais susceptible de recevoir une plus grande portée. Les arbalétriers sont doubles et supportent la poutre horizontale en deux points *p*. On déterminera par la statique les charges qui agissent au point *r* et aux points *p*; la charge médiane est supposée suspendue tout entière au point *k*, et elle détermine une compression des arbalétriers *s*; quant aux charges agissant en (*p*), on peut admettre qu'elles se décomposent par le parallélogramme des forces en deux compressions, l'une suivant la poutre horizontale, l'autre suivant l'arbalétrier *s*. La poutre horizontale est dans le même état que si sa portée était réduite au quart.

Pont de Palladio. — La figure 5 de la planche VIII représente un système de poutre armée, fort élégant, imaginé par Palladio, et construit sur le torrent de Cismone, avec une portée de 33 mètres.

La poutre horizontale (*a*) est soutenue par cinq poinçons verticaux *c*, *d*, *e*; le poinçon (*e*) s'assemble dans deux arbalétriers *f*; il en est de même des poinçons extrêmes (*c*) qui s'assemblent dans les arbalétriers *h* et *i*; les poinçons intermédiaires *d* s'assemblent, au sommet, avec la traverse (*g*) et les arbalétriers *k*.

L'intervalle entre les poinçons est constant, et ces poinçons sont solidement réunis à la poutre (*a*) par des étriers en fer. Les abouts des arbalétriers *i* et *k* s'assemblent aux extrémités de la poutre horizontale (*a*).

Voici comment on pourrait calculer le système :

On cherche la charge maxima appliquée à la base de chacun des poinçons et on suppose cette charge attachée tout entière aux poinçons; pour le poinçon médian, sa traction verticale détermine une compression des arbalétriers *f*, facile à déterminer par le parallélogramme des forces; de même les poinçons extrêmes (*c*) donnent des compressions des arbalétriers *h* et *i*; la traction des poinçons intermédiaires (*d*) détermine une compression de la traverse *g* et de l'arbalétrier *k*.

La compression des arbalétriers *k* et *i* détermine une traction à l'extrémité

de la poutre horizontale (*a*) qui forme tirant; cette poutre est dans le même cas, au point de vue de la résistance, que si sa portée était réduite au $\frac{1}{8}$. Les sections de toutes les pièces résultent des efforts qu'elles ont à supporter. On doit soigner tout particulièrement les ferrures à la base des poinçons.

Sous chaque poinçon, on voit une poutrelle horizontale formant pièce de pont; c'est sur ces poutrelles que l'on pose le plancher longitudinal.

L'inconvénient de ces poutres à armature, c'est que l'on ne peut guère adopter que deux fermes de tête, ce qui est gênant si l'on se propose de créer un passage d'une certaine largeur. Dans ce cas, on soutiendra les pièces de pont en leur milieu par une simple poutre horizontale.

Si l'on voulait créer deux passages de voitures, on disposerait ces deux passages séparés et on aurait entre les deux voies soit deux fermes accolées, soit une seule ferme calculée en conséquence.

Il sera facile de composer un certain nombre de systèmes dérivés des précédents.

Pont de Schaffhouse. — Le pont de Schaffhouse, construit par Jean Ulrich Grubenmann, en 1757, et brûlé pendant la guerre en 1799, comprenait deux travées, l'une de 52 mètres, l'autre de 58^{m},80, et était considéré comme un chef-d'œuvre de charpente.

La figure 1, planche VIII, en donne l'élévation, et la coupe transversale sur l'axe d'une des travées.

Il comprend deux fermes de tête espacées de 5^{m},50, contreventées en haut et en bas; le contreventement inférieur porte le tablier et la voie, et le contreventement supérieur porte un comble, de sorte que le pont est couvert, condition très-favorable à la conservation d'un pont en charpente sous un climat humide.

La poutre horizontale qu'il s'agissait d'armer et de renforcer était déjà de forte dimension : elle était formée de deux cours de sapins assemblés à endents, ce qui constituait un équarrissage de 0,43 de largeur sur 0,89 de hauteur.

Une série de contre-fiches en bois de chêne venaient buter en bas contre la poutre susdite, en haut contre des traverses composant le longeron supérieur; la rigidité de l'ensemble était assurée par des moises verticales embrassant le tout : quelques contre-fiches inférieures renforçaient la poutre près des piles et culées.

Emy rapporte qu'on reprochait à ce travail que toutes les pièces étaient nécessaires à la stabilité, et qu'on ne pouvait changer aucune d'elles sans étayer le pont; ce reproche nous paraît mal fondé, car, s'il y avait des pièces qui ne travaillassent pas, elles seraient inutiles et mieux vaudrait les supprimer.

En 1778, les frères Grubenmann avaient construit, dans le système du pont de Schaffhouse, le pont de Wittengenn, formé d'une seule travée de 118 mètres, plus longue à elle seule que les deux travées réunies du pont précédent. C'est aussi un pont couvert, mais suivant le plan vertical passant par le faîte du comble est placée une ferme longitudinale qui concourt à la résistance de l'ensemble et qui constitue une véritable ferme intermédiaire. Les contre-fiches sont, comme la poutre principale, des pièces composées avec des sapins assemblés à endents; ces contre-fiches étant peu inclinées sur l'horizon, leur assemblage à embrèvement avec les poutres horizontales est dans de mauvaises conditions et peut se démonter facilement sous l'influence des oscillations; les constructeurs ont remédié à cet inconvénient en plaçant sous l'assemblage dans

l'angle obtus des goussets en bois solidement boulonnés, analogues à ceux qu'on remarque dans le pont de Bonpas, ci-dessus décrit.

De pareils monuments sont très-curieux, mais ils coûteraient trop cher à établir aujourd'hui, et, bien que placés dans de bonnes conditions de conservation, ils ne pourraient avoir qu'une durée limitée qui les rendrait plus coûteux encore : on arriverait certainement à de bien meilleurs résultats avec des ponts suspendus.

PONTS EN ARC.

Les ponts en arc, dans la confection desquels il peut n'entrer que des pièces d'assez faible équarrissage, et qui placent les bois dans de bonnes conditions de résistance, ont joui d'une faveur méritée et sont susceptibles de rendre encore d'excellents services.

Le plus ancien arc en charpente connu est celui que Trajan fit jeter sur le Danube, dans la basse Hongrie, lors de sa seconde expédition contre les Daces. On en trouvera le dessin dans Gauthey et dans Emy, et la restauration en a été faite d'après les bas-reliefs de la colonne Trajanne, à Rome ; il paraît que les arcs avaient 55 mètres de portée et reposaient sur des piles en pierre. De pareilles dimensions nous semblent peu vraisemblables, ou l'art de la charpente n'aurait guère fait de progrès depuis cette époque.

Quoi qu'il en soit, nous allons donner la description de trois arcs en charpente à petite, à moyenne et à grande portée.

Arc en charpente de 10 mètres de portée. — Les figures 1 à 7, planche VI, représentent dans tous ses détails un arc en charpente de 10 mètres de portée construit par M. l'ingénieur Lepeuple, en 1840, pour le passage d'une route départementale de l'Eure.

Chaque arc, de 10 mètres d'ouverture, de $8^m,20$ de rayon et de $1^m,70$ de flèche, est formé de deux cours de madriers juxtaposés, courbés naturellement, de $0^m,30$ de largeur sur $0^m,15$ de hauteur, de sorte que la section de l'arc est un carré de $0^m,30$ de côté.

Les madriers sont fortement associés l'un à l'autre au moyen d'étriers en fer avec boulons de serrage.

Sur le sommet de l'arc repose une poutre horizontale de 0,33 sur 0,30 d'équarrissage dont les abouts sont renforcés par des sous-poutres avec contrefiches; de forts boulons réunissent la poutre principale et les sous-poutres.

L'arc et la poutre horizontale sont reliés par des moises pendantes bien boulonnées et entaillées à mi-bois à la rencontre des pièces qu'elles embrassent.

L'arc et son longeron sont donc bien solidaires.

Les fermes sont espacées de $1^m,27$ d'axe en axe; elles supportent des pièces de pont de $0^m,20$ de hauteur, entaillées de $0^m,05$ à la rencontre des poutres horizontales : sur les pièces de pont on voit un plancher en madriers de $0^m,12$ d'épaisseur, lequel est surmonté d'un platelage de $0^m,05$.

Les détails du garde-corps en fer sont nettement indiqués sur les figures 3 et 7, et les montants en sont consolidés par une jambe de force courbe; en dehors du garde-corps, les pièces de pont sont protégées contre les eaux pluviales par des

coyaux ou planches de 0m,60 de longueur et de 0m,05 d'épaisseur, formant comme une sorte de toit.

Le point délicat d'une construction en charpente, c'est la manière dont les bois reposent sur la maçonnerie des culées ou des piles. Lorsqu'on loge tout simplement la pièce dans une alvéole en maçonnerie, elle ne tarde pas à pourrir parce que les eaux s'amassent dans l'alvéole et que l'eau n'y pénètre pas. Il convient donc de ménager un accès à l'air et un écoulement à l'eau; c'est à quoi on est arrivé dans le cas qui nous occupe, en faisant reposer les abouts de la pièce inférieure des arcs sur un coussinet creux en fonte, dont nous donnons le dessin figure 6. On voit que l'eau qui peut couler, même le long de la contre-fiche de la sous-poutre, descend naturellement par son poids jusque dans la cavité du coussinet, en même temps qu'il peut s'établir un courant d'air.

On remarquera aussi qu'on a eu soin de placer tous les bois au-dessus du niveau des plus hautes eaux; c'est une condition indispensable de durée, car les bois soumis alternativement à l'influence de l'air et de l'eau entrent bientôt en fermentation.

Grâce à toutes ces précautions, l'ouvrage que nous venons de décrire existe depuis trente-trois ans, et, avec quelques réparations, peut durer quelques années encore. C'est un beau résultat sous le climat humide de Normandie. Il va sans dire que toutes les pièces ont été goudronnées avec soin.

Pont d'Ivry. — Le type classique des arcs en charpente se trouve dans le pont construit en 1828, à Ivry, sur la Seine, au confluent de la Marne, par M. Emmery, ingénieur des ponts et chaussées, qui en a donné la description détaillée dans un mémoire remarquable. Les figures 2 à 7 de la planche VII représentent ce travail.

Le pont d'Ivry a 122m,25 de longueur totale qui se décompose en :

Quatrep iles en maçonnerie de 2m,75.

Une arche médiane de. . . .	23m,75 d'ouverture,	de	3m,62 de flèche,	et de	21m,302	de rayon.
Deux arches intermédiaires. .	22m,50	—	3m,34	—	20m,601	—
Deux arches de rive de.. . .	21m,25	—	3m,00	—	20m,315	—

Les naissances des arcs sont à 6 mètres au-dessus de l'étiage, de manière à placer tous les bois hors de l'atteinte des plus hautes eaux.

La section d'un arc est un rectangle de 0m,25 de largeur et de 0m,75 de hauteur, et elle est obtenue au moyen de trois cours de madriers de 0m,25 d'équarrissage, figure 2.

Il ne fallait point songer à plier de pareilles pièces de bois; on s'est donc attaché à choisir des pièces naturellement courbes, se rapprochant de la forme voulue, et on en régularisait le profil; on avait ainsi l'inconvénient de couper une partie des fibres du bois. Pour éviter les pénétrations et l'écrasement des abouts, on interpose entre les voussoirs d'un même arc des plaques de cuivre; il est évident que les joints se découpent d'un cours de madriers à l'autre.

Les trois parties de chaque arc sont solidement serrées l'une contre l'autre au moyen d'étriers en fer avec boulons; et, comme les oscillations continuelles finissent toujours par déterminer un jeu dans les assemblages, on revient de temps en temps vérifier les boulons et rétablir le serrage.

La ferme est complétée par une poutre horizontale dont la face supérieure est

tangente au sommet de l'arc; cette poutre est donc en deux parties et, en son milieu, elle épouse la forme de l'extrados de l'arc ; c'est une pièce de 0,30 sur 0,25 d'équarrissage, renforcée près des piles et culées, par des sous-poutres de 0,25 sur 0,25, lesquelles sont elles-mêmes soutenues par deux contre-fiches dont l'about inférieur est dans la maçonnerie des piles ou culées.

L'arc et son longeron sont solidement reliés et rendus solidaires par des moises pendantes de 0,25 sur 0,22 d'équarrissage; ces moises sont entaillées de 0,075 à la rencontre de l'arc et des poutres; elles sont solidement boulonnées l'une à l'autre et permettent de produire toujours un serrage énergique.

On remarquera qu'on a évité avec soin de percer des trous de boulons dans les arcs et les longerons ; on a craint de les affaiblir et de créer des foyers de décomposition.

Les moises pendantes sont elles-mêmes embrassées par deux cours de moises horizontales, formant entretoises des arcs et placés l'un au-dessus, l'autre au dessous de la section de ces arcs. Les entailles entre les moises horizontales et les moises pendantes sont inclinées comme on le voit sur les figures de détail 2 et 3; les fonds des entailles agissent comme des coins et concourent avec les brides à maintenir le serrage des arcs.

Sur les poutres sont posées transversalement des pièces de pont de 0,25 su 0,25 d'équarrissage, entaillées de 0,05 à la rencontre des poutres et profilées en modillons à leurs extrémités.

Dans le sens longitudinal reposent sur les pièces de pont des madriers de 0,25 à 0,30 de largeur et de 0,10 de hauteur, espacés entre eux de $0^m,03$, afin de permettre la circulation de l'air ; ces madriers sont recouverts à angle droit par des planches jointives de 0,05 d'épaisseur.

C'est ce dernier plancher qui supporte la chaussée ; on a ménagé deux voies et on a placé sous le passage des chevaux un platelage en bois et sous le passage des roues une série de feuilles de tôle fixées avec des vis à bois. On espérait obtenir ainsi un roulage très-doux, mais les feuilles de tôle ont un grave inconvénient : sous les lourdes charges elles se plient et se courbent, et finissent par arracher les vis, et leurs bords se relèvent.

Les figures 3, planche VIII, donnent le détail du trottoir et du garde-corps, qui est analogue à celui que nous avons décrit pour le petit pont de 10 mètres. — On remarquera, en dehors du garde-fou, le petit plancher incliné qui rejette les eaux au dehors.

Les abouts du garde-corps sont reçus sur les piles dans de petits manchons en tôle où ils peuvent se dilater librement.

On remarquera sur les figures de détail qu'on a eu soin d'encastrer le longeron horizontal à ses extrémités sur les culées et à son passage sur les piles; à cet effet, on l'a traversé par un fort boulon qui se prolonge dans la maçonnerie et se termine par une branche horizontale noyée; cette disposition concourt aussi à augmenter la résistance, figures 3, planche VIII.

Les abouts des arcs dans la maçonnerie sont reçus sur des coussinets en fonte, identiques à ceux que nous avons décrits à l'autre paragraphe, et ces coussinets permettent l'écoulement de l'eau pluviale et la circulation de l'air.

Observations d'Émy sur le pont d'Ivry. — « Tous les bois employés dans la construction de ce pont étaient de la meilleure qualité et du meilleur choix, tous équarris, sinon rigoureusement à vives arêtes, au moins avec un petit pan régulier formé à la varlope de 0,0025, sans la moindre flèche précautions à

observer pour la belle apparence des cintres et pour empêcher les arêtes de se dégrader dans le maniement des bois et le levage.

Toutes les pièces cintrées ont été, autant que possible, choisies dans des bois d'une courbure naturelle analogue ; mais, à leur défaut, on a gabarié à la hache des pièces droites ou de courbure incomplète, malgré l'inconvénient de couper les fibres du bois. M. Emmery avait espéré pouvoir composer les cintres de cinq rangs de madriers de 15 centimètres d'épaisseur, pris en bois droits et courbés ensuite à la vapeur ; mais ce projet fut malheureusement abandonné parce que l'idée d'un premier essai et la crainte d'être entraîné dans de grandes dépenses effrayèrent les entrepreneurs.

Il est à regretter que l'on ait été arrêté par cette considération et qu'on n'ait pas cherché la limite de la diminution de l'épaisseur des madriers, pour qu'on pût les courber sans le secours de la vapeur, dût-on en augmenter le nombre. Il y a lieu de penser que pour un rayon de 20 mètres, qui est à peu près celui de tous les intrados des cintres, on aurait pu les courber sous une épaisseur de 0,10 à 0,12, puisque j'ai courbé, sans le secours de la vapeur, sous une courbure double, des madriers de beau sapin très-rigide, de l'épaisseur de 55 millimètres, qui aurait pu être portée à 70 ou 80 millimètres; dans ce cas, les cintres du pont d'Ivry n'auraient exigé que l'épaisseur de sept à huit madriers, et la largeur qu'on aurait pu donner aux madriers, beaucoup plus grande que celle des gros bois, aurait été d'un grand avantage pour la solidité de la charpente

La précaution a été poussée pour la construction à l'égard des pièces de bois employées dans les arcs, jusqu'à ne leur faire subir aucune entaille pour recevoir les moises et les liens en fer. Il convient assurément de ne point altérer la force des pièces par des entailles trop profondes; mais par cette précaution ne s'est-on pas privé d'un grand moyen de fixité dans la position des moises? On a été obligé de recourir à l'action des contrevents en étrésillons pour s'opposer au glissement de ces moises, qui ne se trouvent ainsi assurées que d'un côté et sur un point de leur longueur : n'aurait-il pas été préférable d'augmenter un peu l'épaisseur des arcs afin de faire la part des entailles, que d'ailleurs on pourrait faire à recouvrements, comme je l'ai pratiqué à la charpente de Marac? Ces entailles ont l'immense avantage d'empêcher le glissement des courbes les unes sur les autres ; elles tiennent, pour ainsi dire, lieu des assemblages à endents dont nous avons parlé et qui sont avec raison adoptés dans la construction des arcs en gros bois. »

C'est avec raison qu'Émy recommande l'emploi des bois de petite dimension dans la confection des arcs en charpente; avec de larges madriers en charpente, faciles à courber et à juxtaposer, on constitue des arcs aussi résistants qu'on le veut : si l'on a soin de n'employer que des bois secs et de les protéger par un enduit de goudron, la pourriture n'est guère plus à craindre qu'avec une section d'un seul morceau, et comme on trouve facilement des bois de petite dimension sans défaut, on réalise à la fois l'économie et la solidité.

Calcul d'un arc en charpente. — Nous pensons que, pour calculer la section d'un arc en charpente, il suffit de recourir aux formules approchées que nous avons données au paragraphe précédent. — Quant aux longerons horizontaux, on les calculera comme pièces encastrées à une extrémité et reposant à l'autre extrémité sur un appui simple.

Ces calculs ne peuvent présenter aucune difficulté.

Pont de cascade Gleen. — Le pont de Cascade Gleen, sur lequel passe le chemin de fer de New-York au lac Erié, franchit par une seule travée de 83^{m},88

d'ouverture une vallée de 53 mètres de profondeur. — Il est représenté en demi-élévation et en coupe transversale suivant l'axe de l'arche par les figures 1 et 2, de la planche IX.

La travée est formée de quatre fermes, deux fermes de tête et deux fermes médianes juxtaposées.

Chaque arc se compose en réalité de deux arcs symétriques par rapport à la fibre médiane ; la matière est accumulée aux extrémités de la section de manière à donner plus de stabilité à l'ensemble, et à constituer quelque chose comme une section à double T.

A la retombée de chaque arc élémentaire, il y a six cours de madriers superposés de 0,20 d'épaisseur, et une seconde file parallèle est juxtaposée à la première; en tout, douze madriers. Au sommet de l'arc, il n'y a plus dans chaque file que trois madriers superposés, les autres ont été arrêtés à de petites distances de la culée.

Tous ces madriers sont vigoureusement pressés les uns contre les autres au moyen d'étriers en fer avec boulons de serrage.

Les deux arcs élémentaires sont reliés par des croix de Saint-André qui les rendent solidaires. Ils sont en outre embrassés par des moises pendantes, dirigées suivant les rayons; celles-ci enserrent aussi des moises verticales formant l'ossature des tympans, lesdites moises contreventées d'une ferme à l'autre par des croix de Saint-André et réunies à leur sommet par des pièces horizontales qui portent le tablier.

Les abouts des arcs sont reçus sur les culées par des semelles en fonte; ces semelles sont formées de deux tables entre lesquelles on fait pénétrer des coins en fer destinés à produire une tension convenable.

Toutes les parties de la charpente sont exécutées avec le plus grand soin; les extrémités de toutes les pièces sont bien équarries et s'appuient sur une lame de tôle d'une section égale à la leur.

La construction de ce pont a absorbé 310 mètres cubes de bois de chêne, 1,048 mètres cubes de sapin, 30,000 kilogrammes de fer, et 2,800 kilogrammes de fonte.

D'après la légende explicative jointe au portefeuille de l'École des ponts et chaussées, à qui nous empruntons les dessins de ce travail, le pont résiste très-bien au passage des trains. — Au moment de l'arrivée du convoi sur le pont, le sommet se relève légèrement, puis il s'abaisse au moment du passage du train sur le milieu du pont pour se relever ensuite et revenir à sa position primitive après le passage. L'oscillation totale n'a jamais dépassé $0^m,159$. Le mouvement latéral est insensible : il n'atteint que $0^m,0031$.

PONTS AMÉRICAINS

Les ponts en charpente ont joui d'une grande faveur aux États-Unis et on n'a pas craint d'en construire des modèles d'une grande hardiesse. Bien que le bois soit d'un usage moins économique en Europe, et qu'en général on lui préfère le métal, qui offre plus de garanties de durée et de sécurité, les systèmes américains ont rendu de grands services, surtout pour des ouvrages provisoires ; ils sont encore d'un usage fréquent, et il convient d'en donner ici le détail.

Les deux systèmes les plus répandus sont : le système Town, celui qu'on désigne d'ordinaire sous le nom de système américain, système à latices, et le système Howe, dans lequel on combine le bois et le fer.

Système Town, ou poutres droites à latices. — La théorie nous a appris qu'à égalité de matière une poutre horizontale résistait d'autant mieux que la hauteur de la section était plus considérable et la matière plus condensée en haut et en bas de cette section. — Avec le métal, on réalise ces conditions au moyen de la section en double T qui s'obtient par le laminage ou par la combinaison de tôles planes et de cornières.

Avec le bois, c'est en combinant et assemblant entre elles des pièces d'équarrissage différent qu'on arrive au même résultat. Imaginez deux cours de moises horizontales parallèles, placées l'une au-dessus de l'autre et embrassant une âme verticale en planches, vous aurez constitué une poutre en bois à double T. L'âme pleine produirait fort mauvais effet, aussi la remplace-t-on par un treillis formé de pièces qui se croisent en losange, on construit ainsi la poutre du système Town, ou poutre américaine ordinaire, ou poutre à latices.

La résistance de cette poutre se calcule par les formules que nous avons indiquées au chapitre précédent : les branches du treillis supportent des efforts croissants depuis le milieu de la travée jusqu'aux culées, inversement les semelles supportent des efforts croissants depuis les culées jusqu'au milieu de la travée ; la semelle haute est comprimée et la semelle basse soumise à la traction.

Le plus souvent on n'a pas recours à la théorie qui considère la poutre en treillis comme un système articulé, et on adopte une marche plus simple dans le calcul : on assimile la poutre à une poutre horizontale ordinaire dont la section serait réduite à celle des semelles hautes et basses, et on admet que cette section réduite résiste seule à la flexion ; d'un autre côté, on admet que ce sont les lames seules du treillis qui font équilibre à l'effort tranchant, donc leur section totale par un plan vertical dépend de cet effort tranchant. — Cette manière approximative d'opérer ne donne pas des résultats bien différents de ceux qu'on obtient avec la première méthode, et, vu le vague des hypothèses admises pour l'établissement des formules, nous pensons que la méthode approchée doit être préférée.

Pont de Richmond. – Le colonel Emy décrit dans son traité de charpenterie un des premiers ponts construits par M. Town à Richmond, en Virginie ; ce pont est représenté en élévation partielle et en coupe par les figures 3 et 4 de la planche IX.

Il comprend dix-neuf travées, ayant $46^m,66$ de portée d'axe en axe des piles ; chaque travée est formée de deux poutres de tête, contreventées en haut et en bas par des croix de Saint-André, ce qui constitue une sorte de tube horizontal à section rectangulaire sur la face supérieure duquel devaient être établies deux voies ferrées.

Une des poutres de tête a $5^m,12$ de hauteur ; chaque semelle comprend trois cours parallèles de madriers et, entre ces trois cours de madriers, sont serrées deux âmes verticales en treillis : chaque cours de madriers comprend deux files de pièces accolées de champ de 0,32 de hauteur sur 0,075 de largeur, de sorte que, si les six files étaient réunies, les dimensions d'une des semelles de la poutre seraient : 0,45 de largeur sur 0,32 de hauteur.

Le treillis est composé avec des planches de $0^m,075$ de largeur sur $0^m,027$ d'épaisseur, et ces planches se découpent suivant des losanges dont l'axe vertical est de $1^m,47$ et l'axe horizontal de $1^m,22$.

Il n'entre point de fer dans les assemblages, et les madriers devaient être fixés les uns aux autres par des gournables ou chevilles de bois les traversant complétement et coincées aux deux bouts.

Les pièces de pont supportent des traverses longitudinales et un plancher formant toit incliné à deux égouts.

On devait craindre avec raison que des bois d'aussi faible dimension, avec des assemblages aussi multipliés, ne pussent pas résister à l'influence des intempéries et des alternatives de sécheresse et d'humidité; aussi recouvrit-on les faces externes des poutres d'un voligeage vertical destiné à servir de manteau protecteur; ce manteau contribue à donner absolument à la poutre l'aspect d'un grand tube horizontal rectangulaire.

Comme nous ne nous servons guère de poutres américaines qu'à titre essentiellement provisoire, nous négligeons cette précaution de les mettre à l'abri de la pluie et du soleil, mais, si l'on se proposait d'en construire qui fissent un service de plusieurs années, la précaution ne serait pas superflue.

Dans son rapport sur les chemins de fer d'Allemagne, en 1854, M. Couche s'exprime ainsi :

« On peut, avec le système Town, par la répétition des mêmes éléments et des mêmes opérations, sans assemblages, sans fers, sans autres pièces de charpente que des poutrelles, franchir des ouvertures énormes.

L'exemple le plus célèbre de l'application de ce système est le pont de Richmond, sur le James-Fluss (Virginie), contruit par Robinson. — Il formait une immense poutre de près de 600 mètres de longueur, divisée en douze travées de 47 mètres et portée par des piles de $1^{m},80$ d'épaisseur. — Mais, si ce grand travail est bien connu, son sort l'est moins. A peine était-il achevé qu'on s'aperçut que, construit à deux voies, il était incapable de supporter deux trains à la fois. Il ne suffisait pas d'interdire les croisements; la répartition trop inégale du poids eût encore excédé les forces de la poutre la plus chargée. Les deux voies furent donc remplacées par une seule, placée au milieu : mais ce remède fut impuissant. Après avoir vainement accumulé de dispendieuses consolidations, armé le treillis par une série de poteaux verticaux, avec une sous-poutre supérieure et des contre-fiches buttant sur les piles, il a fallu se résoudre à la destruction de ce grand travail.

« Cet insuccès peut fort bien tenir à des causes indépendantes du principe, et tout simplement à l'insuffisance des équarrissages; mais toujours est-il que ce n'est pas un fait isolé. L'ensemble des observations faites sur les nombreux ponts de dimensions très-variées, construits en Amérique d'après le même système, l'a complètement discrédité; et, sans s'occuper de l'améliorer, on l'a abandonné pour d'autres regardés comme préférables à tous égards. »

En effet, depuis lors, le pont en treillis n'a plus guère été d'usage pour les chemins de fer, si ce n'est construit en métal; le treillis en bois de petites dimensions a été réservé pour les passerelles provisoires et pour les ponts des routes et nous allons en donner ci-après quelques exemples.

Petits ponts américains. — En 1841, la rivière d'Eure ayant enlevé une pile du pont de Vaudreuil, il fallait rétablir le passage le plus tôt possible; la portée étant de 17 mètres, on ne pouvait se contenter d'une poutre simple, sans palées intermédiaires et sans contre-fiches; or, il était impossible de battre des pieux et on ne pouvait trouver des points d'appui pour les contre-fiches qui, du reste, auraient obstrué le passage réservé à la navigation. C'est pourquoi M. l'in-

génieur de Saint-Claire eut l'idée de recourir à une poutre américaine du système Town alors peu connu.

Le pont était composé par deux poutres de tête espacées de $3^m,60$ et réunies par des pièces de pont supportant un plancher en madriers avec platelage; le tablier reposait aux deux bouts sur le pavage de la route.

Chaque ferme de tête, formant garde-corps, avait $1^m,95$ de hauteur totale: les semelles se composaient de deux cours de moises, placées de champ, de $0^m,25$ sur $0^m,15$ d'équarrissage, entre lesquelles était pressé un treillis en planches de 0,25 sur 0,08.

Pour empêcher les fermes de se rapprocher et de s'incliner sous l'influence des charges, on les a maintenues à leurs extrémités par de forts pieux en chêne placés à leur intérieur et fortement enfoncés dans le sol.

Il a été consommé pour cette passerelle $13^m,13$ de chêne à 112 francs, et $15^m,59$ de sapin à 98 francs, en tout 3,000 francs pour un passage de 17 mètres.

Petit pont de 8 *mètres de portée.* — Nous avons vu, sur une route départementale, un pont en charpente, composé de poutres de tête et même de pièces de pont dans le système américain. C'est le treillis poussé à sa dernière limite. Ce travail est représenté en élévation longitudinale et en coupes transversales par les figures 5,6,7 de la planche IX.

Le passage libre entre les faces intérieures des moises est de $3^m,20$; chaque poutre de tête de $1^m,50$ de hauteur fait fonction de garde-corps et se compose de deux cours de moises horizontales de 0,15 sur 0,05 d'équarrissage, embrassant un treillis en planches de $0^m,20$ de largeur sur 0,025 d'épaisseur.

Les pièces de pont sont des poutres américaines placées à cheval sur la semelle inférieure de la grande poutre; ces pièces de pont comprennent deux cours de moises horizontales de $0^m,12$ sur $0^m,06$ d'équarrissage embrassant un treillis en planches de $0^m,12$ de largeur sur $0^m,015$ d'épaisseur. Elles supportent un plancher en madriers de $0^m,08$ d'épaisseur, recouvert par un platelage.

De deux en deux pièces de pont, leurs extrémités sont réunies par des contre-fiches à la semelle supérieure de la poutre principale.

Il est évident qu'une portée de 8 mètres ne comportait pas l'emploi d'une poutre américaine, et qu'on a tenu absolument à en faire une; quant aux pièces de pont, il était absolument inutile de les composer comme on l'a fait.

Bien que l'exemple soit curieux, nous ne conseillons donc pas de l'imiter.

Cherchons quels efforts résulteraient du passage d'une charrette pesant 8,000 kilogrammes, abstraction faite de la charge permanente.

Le poids se répartit entre les deux poutres de tête et chacune n'a que 4,000 kilogr. à porter; le moment fléchissant maximum a lieu, lorsque la roue est à l'aplomb du milieu de la poutre, et ce moment fléchissant X qui s'exerce dans la section médiane est égal au produit de la réaction de la culée, soit 2,000 kilogr. par la demi-longueur de travée soit 4 mètres.

Le moment d'inertie I de la section, abstraction faite de l'âme est égal à quatre fois la section d'une moise $0,15 \times 0,05$ multipliée par le carré de la hauteur qui sépare le centre de gravité de la section de la moise de la fibre médiane de la poutre; cette hauteur est $0^m,675$ et son carré $0^m,45$. D'où $I = 0,0135$.

Pour trouver l'effort maximum R de tension ou de compression (nous avons admis implicitement que les deux coefficients d'élasticité étaient les mêmes), il faut recourir à la formule

$$R = \frac{Xh}{2I} \text{ qui donne } R = 400,000 \text{ kilog. ou } 40 \text{ kilog. par centimètre carré.}$$

Ainsi l'effort maximum sous l'influence d'une charge de 8,000 kilogr. atteindra 40 kilogr. par centimètre carré, ce qui est voisin du dixième de la charge qui occasionne la rupture d'un bon bois de sapin.

La passerelle suffira donc largement pour le passage de toutes les charges ordinaires, mais elle serait trop faible si on la soumettait aux épreuves prescrites par la circulaire de 1869.

Le treillis doit résister seul à l'effort tranchant, qui est de 4,000 kilogr. au maximum; or un plan vertical rencontre au moins trois planches de treillis, et la section totale ainsi obtenue est de 225 centimètres carrés; l'effort maximum par centimètre carré ne dépassera donc pas 18 kilogrammes.

Aux résultats précédents, il faudrait ajouter encore les effets dus à la charge permanente, et le calcul amènerait sans doute à reconnaître que le passage pourrait être dangereux même pour des charrettes de 8,000 kilogrammes et qu'il faudrait probablement limiter les chargements à 5,000 kilogrammes.

Passerelles américaines. — Il a été construit un grand nombre de passerelles américaines. Dans les annales des ponts et chaussées de 1842, M. l'ingénieur Garella en décrit deux qu'il a construites, l'une sur le Rhône à Lyon, l'autre sur l'Azergues pour le passage d'une Route départementale. Celle-ci est représentée par les figures 4 et 4 *bis* de la planche X.

Pendant l'hiver, le pont en charpente avait été emporté par les crues, et on rétablit la circulation au moyen d'une travée à poutres américaines de 43^m,50 de longueur et de 35 mètres de portée.

Les fermes de tête sont espacées de 2^m,50; elles se composent de trois cours de moises horizontales, chaque moise ayant 0^m,35 de hauteur sur 0^m,06 de largeur; ces trois cours sont espacés de 1^m,15 d'axe en axe.

Ils embrassent entre eux un treillis à 45°, formé de planches de 0^m,15 de largeur et de 0^m,03 d'épaisseur, laissant entre elles des losanges de 0^m,27 de côté.

A leurs extrémités les trois cours de moises sont à leur tour embrassées par des moises verticales de mêmes dimensions.

Les assemblages des pièces précédentes sont faits par juxtaposition, sans entailles, et maintenus par des clous et des boulons.

Le cours de moises qui se trouve au milieu de la poutre n'est pas bien placé au point de vue de la résistance à la flexion puisqu'il est à l'emplacement de la fibre neutre; mais il a le grand avantage de consolider l'âme, de s'opposer au flambage, et de supporter le plancher, ce qui permet d'entretoiser les poutres principales à leur partie inférieure. Si, au contraire, on avait placé le plancher en bas, les semelles supérieures des poutres auraient eu tendance à se rapprocher sous l'influence des charges et il aurait fallu les contreventer entre elles; mais alors on aurait créé un plafond et on n'aurait pas laissé assez de hauteur pour le passage des voitures; on eût été amené dans ce cas à placer le plancher à la partie supérieure, ce qui augmente les remblais aux abords, diminue la stabilité et exige la construction d'un garde-corps spécial. Avec la disposition adoptée, le contreventement est très-facile par en bas et la moitié supérieure des poutres de tête forme garde-corps.

Les pièces de pont, espacées de 0^m,54 d'axe en axe ont 0,06 de largeur sur 0^m,25 de hauteur; elles sont entaillées à la rencontre des moises. Elles supportent des pièces longitudinales recouvertes par le platelage.

Le contreventement inférieur s'obtient au moyen de moises de même équarrissage que les pièces de pont, espacées de 3^m,60 d'axe en axe; cet espacement est un peu trop considérable.

On a maintenu les abouts de la travée en charpente et on les a comme encastrés dans les culées au moyen de tirants en fer pénétrant dans le remblai; c'est un moyen fort efficace pour soulager les poutres.

Les travaux, y compris le temps du transport ont duré 24 jours. Le prix de revient du mètre carré de pont a été de 35 francs.

L'épreuve, faite en laissant séjourner au milieu de la travée un tas de gravier pesant 13,700 kilogrammes, a bien réussi; pas de flexion appréciable.

On a eu soin de donner aux poutres une certaine convexité, une flèche de $0^m,35$ a été ménagée en exécution, on évitait ainsi l'effet déplorable que produit la vue d'une poutre qui prend la forme concave.

Passerelle provisoire du pont Saint-Michel. — Lors de la reconstruction du pont Saint-Michel à Paris, M. l'ingénieur Vaudrey fit installer pour les piétons une passerelle composée de deux poutres de tête du système américain, contreventées en haut et en bas. Le plancher était supporté par le contreventement inférieur; la circulation se faisait donc à l'intérieur du tube à section rectangulaire.

La longueur totale de la poutre est de $66^m,50$; elle repose sur les chaussées aux abords et est soutenue dans l'intervalle par deux chevalets en charpente allant chercher leurs points d'appui sur les murs du quai des chemins de halage. La portée de la partie médiane se trouve réduite à 46 mètres.

La largeur réservée à la circulation est de 3 mètres.

Les poutres de tête ont $3^m,50$ de hauteur et sont formées par deux cours de moises horizontales de $0^m,20$ sur $0^m,40$ d'équarrissage, embrassant un treillis en madriers de $0^m,22$ sur $0^m,08$, inclinés à 45°, figures 2, planche X.

Il fallait un contreventement en haut et en bas pour s'opposer au déplacement latéral des fermes : on s'oppose au rapprochement des moises au moyen de madriers posés à plat tous les $5^m,35$ et sous ces madriers sont de grands boulons en fer, indiqués en pointillé sur le plan, traversant les moises et s'opposant à l'écartement. Les rectangles horizontaux compris entre les madriers et les moises sont occupés par des croix de Saint-André.

Les pièces de pont de $0^m,22$ sur $0^m,08$ sont posées sur le cours de moises inférieur; elles supportent d'autres madriers longitudinaux et un platelage.

Les extrémités de la passerelle ont été encastrées au moyen de grands et solides boulons verticaux qu'on a scellés profondément dans le massif de la culée; en serrant ces boulons, on est même arrivé à relever de $0^m,02$ le milieu de la poutre.

M. Vaudrey a calculé la passerelle pour résister à une charge de 2,000 kilogrammes par mètre courant, charge fixe comprise; dans cette hypothèse le sapin travaille à 69 kilogrammes par centimètre carré, c'est-à-dire à plus du $\frac{1}{10}$ de la charge de rupture qui est d'environ 450 kilogrammes.

La charpente est tout entière en sapin et a coûté 9,250 francs.

Passerelles diverses. La passerelle américaine est donc susceptible de rendre de grands services parce qu'elle permet de franchir à peu de frais et sans difficulté de grandes portées : il est étonnant que l'usage ne s'en soit pas propagé davantage, car elle peut encore durer assez longtemps si l'on a soin de recouvrir les poutres.

Dans les annales de la construction de 1871, M. Oppermann cite une passerelle américaine de 20 mètres de portée, établie sur l'Orb pour enlever les fourrages d'une prairie. Cette passerelle est composée de 2 poutres de tête de $1^m,10$ de hauteur, comprenant deux cours de moises en sapin du Nord de $0^m,22$ sur $0^m,08$, qui embrassent un treillis à 45° en planches de chêne de $0^m,08$ sur $0^m,04$.

La distance entre les axes des poutres est de 0^{m},70, et le tablier est placé à la partie supérieure.

A la partie inférieure, le contreventement s'obtient au moyen de madriers en chêne de 0^{m},08 sur 0^{m},08 que l'on rencontre tous les 5 mètres.

La largeur du tablier est de 1^{m},20 ; il est formé de madriers transversaux en chêne de 0^{m},08 sur 0^{m},04 posés à plat et jointifs.

Le garde-corps se compose de quatre fils de fer fixés par des pitons à des montants verticaux.

Le prix de revient a été d'environ 17 francs par mètre courant.

On peut trouver l'occasion de faire de nombreuses applications analogues.

Ponts du système Howe. — La transition entre le système Town et le système Howe se fit par le système de Long qui reçut, il y a vingt ou trente ans, de nombreuses applications, mais qui paraît aujourd'hui abandonné.

Le système de Long se compose de deux cours de poutres horizontales, analogues aux semelles du treillis ; ces deux cours, placés dans un même plan vertical, sont réunis par des poteaux verticaux en bois, et l'intervalle entre les poteaux est rempli par des croix de Saint-André.

Les liens formant les croix de Saint-André étaient, dit M. Malézieux, chevillés à leurs extrémités avec les longrines ; mais les deux branches de la croix n'étaient pas chevillées entre elles. De plus, on doublait ceux de ces liens qui, dans chaque moitié de la poutre, vont en descendant vers la culée voisine ; le contre-lien, dirigé en sens inverse, demeurait simple et parfait entre les deux liens jumeaux.

Howe modifia ce système en substituant aux poteaux des boulons verticaux fixés à l'aide d'un écrou et en supprimant les chevilles des croisillons. Dès lors, les pièces verticales ne furent plus que des tirants transmettant à la semelle supérieure les pressions verticales exercées sur la semelle inférieure ; les liens inclinés ne furent plus que des entretoises rigides, hors d'état de travailler par extension, transmettant simplement à la semelle inférieure les pressions verticales exercées sur l'autre. Toute pression isolée put se transmettre de proche en proche sans que le passage d'une locomotive, par exemple, fît brusquement passer les liens de l'extension à la compression. Voilà, croyons-nous, la justification théorique du système Howe.

Les semelles sont généralement pareilles : chacune d'elles se compose de deux, trois, quatre longrines de 0^{m},30 de hauteur sur 0^{m},25 de largeur, juxtaposées avec des vides de 3 à 4 centimètres, par lesquels descendent autant de grands boulons verticaux. La tête et l'écrou agissent sur deux plaques qui s'appliquent extérieurement sur l'ensemble des semelles. Les boulons sont d'un diamètre constant. Les liens inclinés ont, ou du moins devraient avoir théoriquement, un équarrissage croissant du milieu de la poutre à la culée, tandis que l'équarrissage des contre-liens devrait varier en sens inverse. »

Lorsque la portée est considérable, il en est de même de la hauteur de la poutre ; mais alors les tronçons des semelles, compris entre deux boulons successifs, auraient trop de longueur et seraient susceptibles de fléchir isolément ; de même, les liens et contre-liens des croix de Saint-André atteindraient des équarrissages considérables ; pour éviter cet inconvénient, on opère comme nous l'avons fait pour la poutre Town : on divise chaque lien en plusieurs autres parallèles dont la somme des sections soit égale à la section du lien théorique unique. On constitue de la sorte un véritable treillis, et comme toutes les barres de ce treillis travaillent de la même manière, c'est-à-dire par compression, on

peut sans inconvénient les boulonner entre elles à tous leurs points de croisement, ainsi qu'on le fait avec beaucoup moins de raison dans les poutres du système Town.

Pont de Poganek. — Dans son rapport sur les chemins de fer d'Allemagne, en 1854, M. Couche cite plusieurs ponts et viaducs du système Howe, entre autres le pont de Poganek, dont il donne l'élévation partielle et la coupe transversale que reproduisent les figures 3 et 3 *bis* de la planche X.

Les semelles horizontales sont reliées par des tirants verticaux (*t*) munis de vis de serrage ; ces tirants verticaux s'appuient par leur extrémité inférieure sur un bout de madrier qu'ils pressent contre la semelle de la poutre, et par leur extrémité supérieure sur une traverse horizontale C, qui contrevente l'ensemble du pont et qui en même temps fait office de tirant pour le comble du toit superposé.

Les liens principaux *b, b...*, qui vont en descendant vers la culée voisine, réunissent les sommets des tirants de deux en deux ; ils butent en haut et en bas contre des taquets en bois, disposés de manière à recevoir normalement les abouts des liens. Ces liens principaux sont doubles, et enserrent entre eux les contre-liens, dirigés en sens contraire. Aux points de croisement les liens et contre-liens sont chevillés ou boulonnés l'un sur l'autre.

C'est en réglant la tension des tirants et en la surveillant fréquemment qu'on maintient d'une manière continue le contact des liens et des semelles.

Si l'on se reporte à la figure théorique et aux calculs que nous avons donnés au chapitre précédent, on voit que le tirant théorique est dédoublé et qu'il en est de même des liens principaux : quant aux contre-liens, ils ne sont pas indiqués sur notre figure théorique et on doit les considérer comme produisant un surcroît de rigidité et de résistance.

On remarquera que le système est encastré au moyen de tirants en fer à l'aplomb des piles et des culées, et que de plus la semelle inférieure y est renforcée par une sous-poutre avec contre-fiches.

La figure s'applique à une des travées extrêmes, dont la portée est de 47 mètres.

Il va sans dire que le tablier qui porte les deux voies doit être revêtu de feuilles de tôle, afin de le protéger contre l'incendie, et qu'il doit faire l'objet d'une surveillance attentive. On a soin, du reste, de ménager dans les massifs des culées des réservoirs d'eau afin de pouvoir éteindre rapidement un commencement d'incendie.

Le comble ne suffit pas pour mettre la charpente complétement à l'abri des intempéries ; on fera bien de recouvrir les faces latérales de la caisse avec un voligeage ; tout au moins cette précaution devra être prise du côté d'où soufflent les vents humides.

La construction est tout entière en mélèze ou laryx de Suisse, et les pièces ont été soumises à un examen minutieux.

Pont de Wittemberg. — Il existe un défaut grave dans le pont de Poganek, c'est que les boulons des tirants prennent leur appui sur des pièces de bois, qui s'écrasent et se rongent peu à peu sous l'influence d'une pression continue il faut alors rétablir l'adhérence en serrant les vis. De même les abouts des liens et contre-liens, bien que coupés parfaitement d'équerre, ne tardent pas à se fendiller et à s'user en pressant contre les taquets en bois qui les reçoivent.

On a reconnu la nécessité : 1° de boulonner les extrémités des tirants sur des plaques de fonte qui s'appliquent par une certaine surface sur les semelles des poutres et qui, répartissant la pression sur une étendue notable, n'écrasent point

les fibres du bois, 2° d'emprisonner les abouts des liens et contre-liens dans des sabots en fonte butant contre d'autres sabots en fonte fixés aux semelles.

Les pièces horizontales, qui composent les longerons ou semelles, ne peuvent évidemment être obtenues qu'en plaçant bout à bout des pièces de même équarrissage ; il faut relier les tronçons l'un à l'autre avec assez de solidité pour qu'on puisse admettre la continuité du langeron ; on y arrive au moyen de plaques de tôle ou de fonte placées sur chaque flanc du longeron et bien boulonnées l'une avec l'autre.

Ces principes ont été appliqués au pont de Wittemberg sur l'Elbe, comprenant onze travées de $53^m,67$ et trois de $37^m,66$.

M. l'ingénieur Stœcklin a rendu compte, dans les annales des ponts et chaussées de 1854, des expériences auxquelles il a été procédé par les ingénieurs allemands avec une travée d'épreuve, construite sur la rive du fleuve et placée à une petite distance au-dessus du sol afin de n'avoir pas à redouter d'accidents graves.

Les poutres avaient six mètres de hauteur ; elles étaient contreventées en haut et en bas, et le contreventement inférieur portait une voie de fer ; les pièces de pont, se prolongeant en dehors des poutres de tête, soutenaient en encorbellement deux trottoirs pour les piétons.

Sous le poids d'une locomotive de 30 tonnes, la travée de 53 mètres de portée prit une flèche de $0^m,016$, et, après le départ de la locomotive, il resta une flèche permanente de $0^m,0026$.

La même locomotive passant par-dessus deux coins produisant une chute de $0^m,04$ ne produisit pas une flèche bien supérieure à la précédente, malgré l'intensité du choc.

La flèche pendant le passage de deux ou trois locomotives est égale à la précédente multipliée par deux ou par trois. Pour quatre machines, la flèche est moindre que quatre fois $0^m,016$; en effet, il y a forcément deux machines voisines des culées qui ne produisent qu'un effet réduit.

Une charge brute de 51 tonnes, répartie uniformément sur toute la longueur de la travée, produit à peu près la même flèche que la locomotive de 30 tonnes placée au milieu.

La marche de 240 hommes au pas cadencé produisit une flèche de $0^m,005$; en conduisant ces hommes vers le milieu de la poutre et les faisant sauter simultanément vingt à trente fois de suite, la flèche vers le bas n'atteignit que $0^m,02$; mais, après chaque saut, la travée oscilla vers le haut et l'amplitude de l'oscillation fut de $0^m,07$.

En serrant les écrous des tirants, on put forcer les fermes à se relever de plusieurs centimètres.

Ces expériences montrent bien la confiance qu'on peut avoir en la solidité du système.

Le pont de Wittemberg est représenté en élévation et en coupe transversale par les figures 1 et 1 *bis* de la planche X, extraites du mémoire de M. Stœcklin.

« Aux États-Unis, dit M. Malézieux dans son rapport de mission, les ponts en charpente se construisent généralement dans le système Howe, ce système que l'Europe a déjà emprunté sur une grande échelle à l'Amérique. Mais les pont de bois ne sont plus considérés aujourd'hui que comme des ouvrages provisoires : on ne construit plus aujourd'hui que des ponts métalliques, quand le manque de fonds ne force pas d'ajourner ces constructions plus coûteuses de premier établissement. »

Goudronnage et peinture des bois. — Nous avons décrit dans notre *Traité*

de l'exécution des travaux, les procédés mis en œuvre pour la conservation des bois. L'injection de substances antiseptiques ne s'applique guère aux bois de charpente; cependant, elle pourrait rendre de sérieux services pour des bois qui se trouvent exposés à l'humidité, dans des conditions analogues à celles des traverses de chemin de fer. Ce qu'on pourrait toujours effectuer, c'est la carbonisation de la surface ; combinée avec le goudronnage, elle donnerait sans doute de bons résultats.

Quoi qu'il en soit, on n'a guère recours qu'aux enduits pour protéger les pièces des ponts en charpente, et en général tous les bois aériens.

Les peintures sont généralement appliquées sur les surfaces vues, mais elles ne protégent pas complétement les bois contre la piqûre des insectes. Pour arriver à une protection parfaite, il serait nécessaire de plonger les bois dans une substance vénéneuse; mais le mal est trop faible pour qu'on ait recours à ce procédé qui pourrait amener plus d'un désagrément.

Presque toujours on recouvre les bois de plusieurs couches de goudron; celui-ci agit à la fois comme une peinture sur laquelle glisse l'humidité et comme un antiseptique.

Voici une composition qui, appliquée à chaud avec un pinceau, pénètre le bois et donne un vernis noir assez agréable : 6 parties en poids de goudron végétal liquide, 2 parties de coaltar, et 2 parties d'asphalte liquide de Bastennes. Cet enduit revient à 0 fr. 10 le mètre carré.

Il y a quelques années on a préconisé pour la conservation des bois l'enduit de glu marine, que l'on obtient en dissolvant du caoutchouc et de la laque dans l'huile provenant de la distillation du goudron de gaz; il ne semble pas avoir mieux réussi que la peinture ordinaire.

Les enduits ne conviennent qu'à des bois parfaitement secs et absolument sains.

C'est une erreur de croire que la peinture peut prolonger la durée d'un mauvais bois; humide ou échauffé, elle ne fera que l'abréger. Peindre un mauvais bois, c'est, comme on dit, enfermer le loup dans la bergerie, la fermentation se propage beaucoup plus rapidement; il faut donc éviter de le faire, c'est malheureusement un conseil qui n'est pas assez suivi.

Lorsque l'on goudronne des bois, il faut user de précautions, parce que le goudron est inflammable et ne s'éteint pas facilement. Il est arrivé à des constructeurs imprudents de brûler en peu d'instants des constructions en charpente fort importantes.

On néglige trop souvent de peindre les surfaces en contact et les assemblages; c'est pourtant quelque chose de capital, car l'humidité pénètre dans les joints et assemblages et y séjourne toujours, quoi qu'on ait fait pour lui ménager un écoulement rapide.

Si l'on applique de la peinture sur un enduit, il faut gratter avec soin toutes les écailles et parties non adhérentes.

Ainsi, on devra toujours enduire de goudron chaud tous les assemblages; ce sera même une excellente opération que de verser de ce goudron dans les trous de boulons.

Les coussinets, permettant l'écoulement de l'eau et la circulation de l'air aux abouts des pièces enchâssées dans de la maçonnerie, sont susceptibles de rendre de grands services.

Brise-glaces. — Les piles en maçonnerie sont protégées par leur *avant-bec* contre le choc des glaces qu'elles divisent et qu'elles brisent. Mais, les palées

en charpente ne peuvent avec leur faible masse résister à de gros chocs, et il faut les y soustraire.

Quelquefois on s'est contenté de prolonger ces palées au moyen d'un éperon saillant en charpente placé à l'amont; mais cet éperon, faisant corps avec la palée, transmet à celle-ci et au pont tout entier les chocs qu'il reçoit et le remède est insuffisant.

Il est donc nécessaire d'établir à l'amont un brise-glaces indépendant de la palée. Voici la description de deux types de brise-glaces.

L'un, donné par Gauthey, se compose de deux files de pieux formant un angle aigu, surmontées de moises, qui supportent deux pans de charpente inclinés; l'ensemble forme comme un double soc de charrue qui brise les glaçons et les rejette sur le côté, c'est-à-dire dans l'axe des arches et non dans l'axe des palées.

L'autre se compose d'une seule file de pieux, placée dans le prolongement de la palée; ces pieux sont arasés à des hauteurs différentes et reliés par un chapeau incliné qui reçoit le choc des glaces; des moises horizontales et des moises en écharpe consolident le tout.

Emploi de la dynamite au brisement des glaces. — Pendant l'hiver de 1872, les glaces accumulées sur le Rhône, à Lyon, menaçaient de causer de grands dommages lorsque viendrait la débâcle; M. l'ingénieur Gobin eut l'idée de les briser avec des cartouches de dynamite.

On connaît toute la puissance explosive que prend sous l'influence d'une percussion cette matière nouvelle, qui est un mélange de nitroglycérine et d'une substance inerte, telle que la sciure de bois ou le sable siliceux.

Les cartouches de dynamite placées à la surface des glaçons et recouvertes de terre, puis enflammées ne produisaient qu'un minime effet de disjonction, car, pour briser un glaçon, il faut agir non pas normalement à sa surface horizontale, mais exercer un effort suivant une section verticale de ce glaçon. C'est à quoi on est arrivé en exécutant à la hache, dans la glace, une entaille formée d'un côté d'un petit plan vertical de 0,04 à 0,05 de profondeur et de l'autre côté d'un long plan incliné. Dans cette entaille longue d'un mètre, on plaçait un boudin chargé de dynamite, entouré de sciure de bois et de papier ciré, on le recouvrait de quelques centimètres de sable, on produisait l'explosion et de longues fissures apparaissaient dans le bloc congelé.

Si l'on veut diviser encore chacun des morceaux, on perce au centre du bloc un trou de mine (pour lequel on pourrait peut-être recourir à des tiges de fer rouge), on plonge dans ce trou, à $0^{m},70$ de profondeur, une cartouche de dynamite; l'explosion soulève la glace et produit des fissures rayonnantes de 10 à 30 mètres de longueur.

Par ce procédé, avec une dépense de 40 francs, M. Gobin a pu faire disparaître en une seule journée 50,000 mètres carrés de glace qui obstruaient le lit du Rhône entre les ponts de la Guillotière et du Midi.

Considérations générales sur les ponts en charpente. — Bien que nous ayons exposé en tête de ce chapitre des considérations générales sur les ponts en charpente, il nous a paru utile de reproduire ici les observations consignées dans le rapport que M. Couche a rédigé sur les chemins de fer d'Allemagne en 1854 :

« La plupart des ponts construits sur les premiers chemins allemands étaient en charpente, tantôt sur piles en maçonnerie, tantôt sur palées. — L'abondance des bois, — la rapidité de l'exécution, — l'économie, considération décisive à

une époque où tant d'incertitude planait encore sur les produits des chemins de fer, où il n'y avait de certain que la grandeur des sacrifices nécessaires; — la largeur des principaux cours d'eau, — la difficulté et la dépense des fondations, — souvent aussi la nécessité de ménager le débouché, et l'insuffisance de la hauteur, — tels sont, indépendamment de la défiance inspirée par les voûtes à grandes ouvertures et à petites flèches, les motifs qui faisaient généralement pencher la balance en faveur de l'emploi partiel ou exclusif du bois.

Dans certains cas, l'imitation n'était pas étrangère à cette préférence. A ses débuts dans la construction des chemins de fer, l'Allemagne a fait de nombreux emprunts à la pratique des États-Unis. C'est surtout pour le tracé et le matériel qu'elle lui demandait des exemples, mais ses ingénieurs avaient pour mission d'étudier en même temps les travaux d'art. Frappés de la hardiesse, de la simplicité et de l'économie avec lesquelles les constructeurs américains savent mettre le bois en œuvre, ils rapportaient généralement des impressions favorables à ce mode de construction, sans remarquer que s'il est presque toujours avantageux, si ce n'est même nécessaire aux États-Unis, il est souvent inapplicable en Europe.

On commence à le reconnaître aujourd'hui; la réaction s'est produite contre l'introduction du bois dans les travaux d'art des grandes lignes de fer, aussi bien que contre le matériel américain. La durée des ponts en charpente sur les cours d'eau a été souvent bien au-dessous des évaluations les plus modérées en apparence. Et cela est tout simple : ces évaluations étaient fondées sur l'observation des ponts appartenant aux routes ordinaires; mais ceux-ci n'ont à supporter que des charges relativement faibles. On peut sans danger laisser les bois y parvenir à un certain degré de dépérissement, tout à fait inadmissible sur les chemins de fer; j'ai vu, en 1853, se faire en maçonnerie, près de Dresde, sur le chemin saxo-Silésien, un pont en bois datant de 1842.

Les autres avaient déjà été reconstruits; ceux de Connewitz, près de Leipzig (ligne saxo-bavaroise), sur la Pleisse, viennent également d'être remplacés.

La rapidité de cette destruction a été plus frappante encore pour les ponts jetés en Hongrie sur les grands affluents du Danube, et pour lesquels on a employé le sapin du pays, dont la croissance est rapide et la texture très-lâche. Sous l'influence des variations de niveau très-considérables, les palées pourrissent rapidement sur une grande hauteur, et le tablier lui-même, soumis à une atmosphère constamment humide et à des températures souvent très-élevées, ne dure guère plus. Les ponts de la Waag et de la Grane construits en 1847 par les États de Hongrie, menacent ruine aujourd'hui. Ce n'est qu'à force de consolidations qu'on prolonge leur service, et les trains les franchissent avec une extrême lenteur. Ces ouvrages n'ont jamais eu, il est vrai, qu'une destination provisoire ils ont même été placés en dehors de l'axe du chemin de fer, pour laisser le champ libre à la construction des ponts définitifs. Mais leur dépérissement prématuré est à peu près indépendant de leur mode d'exécution et sa cause réside surtout dans la désorganisation même des matériaux.

Ces exemples, qu'il serait facile de multiplier, réduisent à leur juste valeur les avantages attribués d'abord à l'emploi du bois pour les ponts des chemins de fer surtout si on tient compte des exigences d'un service qui ne souffre pas d'interruption. — Aussi les ingénieurs allemands sont-ils à peu près unanimes aujourd'hui pour repousser l'application du bois aux ponts proprement dits, à moins qu'il ne soient peu importants et d'une reconstruction facile. — Pour les grands cours d'eau, il s'agit maintenant de remplacer, sans se jeter dans des

dépenses d'établissement excessives, cette solution, commode d'abord, mais très-onéreuse en fin de compte.

La condamnation prononcée par l'expérience ne s'applique d'ailleurs jusqu'à présent, même pour les grandes ouvertures, qu'au cas où le tablier doit être placé à une faible hauteur au-dessus de l'eau et souvent aussi à l'influence délétère d'une atmosphère constamment humide.

Quand il s'agit de franchir des vallées profondes, c'est-à-dire pour les viaducs, — la question change de face : d'une part la décomposition des bois n'est plus favorisée par une cause aussi puissante, de l'autre, la facilité avec laquelle les ouvrages en charpente se prêtent aux grandes portées est alors d'autant plus précieuse, que la hauteur des piles rend leur construction fort dispendieuse. — Restreinte à ce cas, l'application du bois conserverait une grande importance.

CHAPITRE III

PONTS MÉTALLIQUES FORMÉS DE POUTRES DROITES

Pour les ponts métalliques, on emploie : la fonte de fer, le fer forgé et, dans l'immense majorité des cas, le fer laminé. Les aciers sont susceptibles aussi de rendre de précieux services, et il est probable que l'usage ne tardera pas à s'en généraliser.

Notre *Traité de l'exécution des travaux* renferme de nombreuses indications techniques sur la composition du fer et de ses dérivés, ainsi que sur les préparations et opérations de toute nature que l'industrie leur fait subir pour les mettre en œuvre. Nous avons expliqué d'abord la composition chimique ainsi que les qualités physiques de la fonte, de l'acier et du fer : ces trois substances forment une série ininterrompue, qui commence par le fer doux et se termine par la fonte brute résultant de la réduction des minerais de fer : entre ces deux produits extrêmes, on rencontre, suivant la proportion de carbone alliée au fer pur, toutes les variétés de fer, d'acier et de fonte. Ensuite, nous avons décrit les outils et le travail du forgeron, qui, d'un lingot de fer, extrait, par le martelage combiné avec des chaudes successives, un solide d'une forme donnée; le fer forgé est toujours d'un prix assez élevé, il entre surtout dans la composition des machines; les travaux publics ne l'emploient qu'exceptionnellement sous la forme d'ancres et de tirants. Passant au fer laminé et à la tôle, nous en avons donné les qualités physiques et indiqué ce qu'on devait exiger sous ce rapport dans le cahier des charges d'une entreprise; nous avons expliqué comment le fer et la tôle se travaillaient à froid, et nous avons exposé le mécanisme des cisailles, des tours, des machines à raboter, à percer ou à poinçonner; en particulier nous avons montré comment on exécutait une pièce composée de tôles planes et de cornières, en insistant sur la rivure à la main et sur la rivure à la machine. Nous avons terminé par une note sur le moulage de la fonte et sur la production de l'acier ou métal Bessemer; enfin, nous avons donné quelques résultats d'expérience sur la résistance du fer, de la fonte et de l'acier dans leurs divers modes d'emploi; on trouvera ces résultats plus complets dans le chapitre I[er] du présent ouvrage.

Nous ne reviendrons pas sur les divers sujets énumérés ci-dessus, et nous prierons le lecteur de se reporter au livre de *l'Exécution des travaux;* nous nous contenterons d'exposer ici, d'abord quelques notions sommaires sur le moulage des poutres en fonte, puis ce qu'on appelle la détermination de la rivure dans les poutres composées en tôles et cornières.

Production et moulage des pièces en fonte. — On distingue deux sortes de fonte : la fonte de première fusion et celle de seconde fusion.

La fonte de première fusion est le produit direct du haut-fourneau, où s'effectue comme opération principale la réduction du minerai par le charbon. Or cette opération chimique de la réduction est influencée par des causes essentiellement variables, telles que le tirage, la nature du charbon, le degré d'humidité, en un mot, par l'allure du haut-fourneau. Donc, la fonte de première fusion ne saurait avoir une composition constante ; tantôt elle sera trop carburée et abandonnera, par le refroidissement, des paillettes de graphite ; tantôt elle sera grise et renfermera la quantité de carbone qu'exige un bon produit ; tantôt enfin, elle sera blanche ou truitée et ne pourra servir faute de contenir assez de carbone combiné.

La fonte de première fusion ne saurait donc convenir que pour des pièces dans lesquelles on se préoccupe plus de la masse que de la résistance, comme des plaques de fondation ; les pièces destinées à la construction des ponts doivent être coulées en fonte de seconde fusion.

Celle-ci s'obtient en refondant au cubilot, ou fourneau brasqué, du coke et des gueuses de fonte, mélangées et choisies de manière à fournir un produit de qualités constantes ; le mélange est une affaire d'expérience.

La refonte a pour effet de blanchir la fonte, c'est-à-dire de brûler une partie de son graphite ; il ne faut donc pas refondre ensemble des fontes de première fusion déjà grises, et l'on doit mélanger des fontes grises ou blanches avec des fontes noires, c'est-à-dire trop chargées de carbone.

La refonte s'opère en présence d'un courant d'air envoyé par une soufflerie ; lorsque la fonte de première fusion est trop carburée, et c'est ce qui arrive dans les pays où l'on n'a pas intérêt à trop ménager le combustible, il est bon que la soufflerie envoie de l'air froid, dont l'action oxydante ou décarburante est plus énergique que celle de l'air chaud ; mais, dans les pays où le combustible n'est pas prodigué pour les hauts-fourneaux, les fontes de première fusion sont rarement beaucoup trop riches en carbone, et l'on doit les refondre à l'air chaud, afin de ne pas les blanchir outre mesure.

L'opération du moulage est des plus délicates :

Ayant à reproduire une pièce, on en exécute un modèle en bois avec des dimensions augmentées de $\frac{1}{100}$, afin de compenser le retrait du métal ; on entoure ce modèle de sable ou d'une autre substance incompressible, puis on l'enlève, et c'est dans le creux qu'il laisse que l'on fait arriver la fonte liquide ; celle-ci prend l'empreinte du creux et reproduit la pièce voulue que l'on extrait en démolissant le moule.

On peut effectuer le moulage de diverses manières, qui se distinguent par l'état physique du sable employé à la confection du moule : sable vert, sable flambé, sable étuvé ou sable anglais.

Commençons par le moulage au sable vert. Dans un cadre ou forme en fonte ou en tôle *mn*, figure 1, planche XI, on pilonne un sable argileux très-fin, à teinte verdâtre, qui provient de l'étage néocomien, et qui possède une plasticité notable ; ce sable est délayé dans l'eau. On en enduit d'abord les parois de la forme, que l'on remplit ensuite de couches successives de ce sable mouillé, en ayant soin de battre et de pilonner ces couches avec des outils à semelles en fer ; au milieu de la forme on place le modèle en bois de manière à l'y enfoncer seulement de la moitié, l'autre moitié devant être obtenue par une autre forme qu'on superposera à la précédente.

La figure indique que l'on veut couler une poutre à double T à branches inégales; on supposera cette poutre coupée en deux parties par le plan médian de l'âme; une des parties sera moulée dans une première forme (*mn*) et l'autre partie dans une seconde forme *m'n'*, que l'on renversera sur la première en s'arrangeant de manière à obtenir une correspondance absolue.

Il importe que le sable soit bien tassé et comprimé le long des parois du modèle; on augmente encore la cohésion en lardant le sable de petits piquets en fer qui le compriment comme le feraient des pieux, et qui ont l'avantage de fournir des issues aux gaz qui se dégageront lors de la coulée du métal en fusion.

Une remarque importante pour le moulage des pièces en fonte, c'est de donner toujours de la dépouille au modèle, c'est-à-dire de donner aux parties qui s'enfoncent dans la forme une épaisseur légèrement décroissante pour qu'on puisse ultérieurement dégager soit le modèle, soit la pièce elle-même, sans dégrader les parois du moule.

Dans le cas qui nous occupe, si l'on donnait aux branches du T une épaisseur uniforme depuis l'âme jusqu'au bout, le modèle en bois, qui reste assez longtemps entouré de sable humide, se gonflerait beaucoup plus en bas qu'en haut, et, en le retirant, on détruirait les parois du moule.

Le modèle enlevé, il faut corriger les imperfections des parois, qui en certains endroits se sont un peu éraillées, en d'autres ne sont pas assez comprimées : l'ouvrier enlève, avec des spatules en acier, le sable qui est tombé au fond du moule, il lisse et comprime les parois avec les outils appelés *liches* et *paroirs*, et les humecte pour faciliter le travail si cela est nécessaire. Lorsque ces parois sont bien nettes et bien polies, on les arrose avec une pluie légère et on les saupoudre avec une poussière très-fine de charbon de bois, qui recouvre d'un manteau noir le sable humide; ce manteau est à son tour lissé et comprimé avec les liches.

Lorsque le métal au rouge blanc pénétrera dans le moule, il déterminera la production d'une grande masse gazeuse, résultant de la vaporisation de l'eau que contient le sable, et de l'oxydation plus ou moins complète des particules de charbon qu'il rencontre; ces gaz carburés s'enflamment sous l'influence de la haute température à laquelle ils se trouvent portés. Il est nécessaire de leur livrer passage, si l'on ne veut pas qu'en se comprimant ils arrêtent la coulée, ou bien qu'ils viennent à crever la forme; aussi, lorsque le moule est terminé, le mouleur le larde avec une aiguille conique d'une infinité de trous destinés à servir d'évents.

On ménage en outre les conduits par où pénétrera le métal liquide; ces conduits doivent être assez nombreux et convenablement espacés de manière que le moule se remplisse bien et partout en même temps; il faut être sûr que le métal pénétrera partout et conservera une température uniforme.

Les conduits de coulée se recourbent verticalement le long des parois du cadre, et communiquent chacun avec un réservoir, dans lequel on verse la fonte apportée du cubilot soit dans de grandes bassines manœuvrées par des grues, soit dans des poches à brancards que portent des ouvriers. Le conduit vertical de chaque orifice de coulée est fermé par un piston à manche vertical, de sorte que la fonte ne quitte les réservoirs que lorsqu'on enlève simultanément tous les pistons. On attend pour cette opération que la fonte ait atteint une température convenable, comprise entre le rouge blanc et le rouge cerise. Si la fonte au blanc pénétrait dans le moule, elle subirait une trempe trop brusque

et un retrait trop considérable qui serait funeste à sa résistance et à son homogénéité; d'un autre côté, il ne faut pas laisser sa température descendre au-dessous d'une certaine limite, car elle atteindrait un état semi-pâteux et les divers courants se souderaient mal l'un à l'autre.

Lorsque le contre-maître juge le moment favorable, il commande d'enlever à la fois tous les pistons, le métal se précipite dans la forme, la vapeur et les gaz carburés apparaissent; on ajoute du métal liquide jusqu'à ce que l'équilibre hydrostatique s'établisse entre les divers conduits de coulée, qui ressemblent à des vases communiquants : on est certain qu'alors la fonte a pénétré partout et l'opération est terminée.

Au bout de douze heures, on peut briser le moule et retirer la pièce encore chaude.

Telle est l'opération au sable vert.

Lorsqu'on veut couler la fonte dans un sable étuvé, on applique sur les parois du sable, après l'enlèvement du modèle, une couche d'un enduit formé de poussière de charbon de bois délayée dans de l'eau avec un peu de sable argileux, et cette couche est étendue avec un pinceau doux. On liche et on pare les surfaces, puis on porte le moule à l'étuve, ou on le place au-dessus d'un feu de coke, jusqu'à parfaite dessiccation.

Si la dessiccation n'est pas poussée aussi loin et que l'enduit de charbon s'obtienne en plaçant le moule au-dessus d'une flamme fuligineuse, telle que la résine, qui donne une grande masse de noir de fumée, on a un sable flambé.

Le moule au sable anglais est celui pour lequel on mélange au sable vert la plus forte proportion possible de poussière de houille.

Le moulage au sable vert a de graves inconvénients : celui de refroidir la fonte plus rapidement que les autres procédés, parce que la vaporisation de l'eau absorbe une grande quantité de calories, et surtout celui de décarburer la fonte et de la blanchir outre mesure; en effet, la vapeur d'eau, portée à une haute température, se décompose en présence du charbon, et son oxygène mis en liberté brûle le carbone et le transforme en oxyde de carbone qui s'enflamme à l'air en même temps que l'hydrogène.

Avec les moules étuvés, il n'y a ni action physique ni action chimique de la part du moule sur le métal, et la nature de la fonte ne se trouve pas modifiée.

Le moule flambé donne des résultats intermédiaires entre ceux du moule au sable vert et ceux du moule au sable étuvé.

Le moule au sable anglais donne de bons résultats, car la vapeur d'eau qui se dégage agit sur la houille mélangée au sable, et laisse intact le carbone de la fonte; en outre, la combustion de la poussière de houille compense l'absorption de chaleur due à la vaporisation de l'eau. Malheureusement, le sable anglais n'a pas de consistance, ses parois résistent mal au flot du métal, et il en résulte des pièces irrégulières.

Conclusion : les pièces destinées aux ponts doivent être coulées dans des moules étuvés.

Telle est la conclusion à laquelle arrive M. l'ingénieur Decomble, dans ses Mémoires sur les poutres droites en fonte, mémoires dont nous nous sommes inspiré pour la rédaction des lignes précédentes.

La fonte, avons-nous dit, présente un retrait considérable : pour que le retrait soit uniforme, il faut que le refroidissement le soit aussi dans toutes les

sections, ce qui conduit à adopter pour les pièces en fonte des épaisseurs uniformes; ainsi, on donnera la même épaisseur à l'âme et aux ailes d'une section à double T.

La fonte ne doit pas être coulée sous de grosses épaisseurs, si l'on veut qu'elle soit homogène et résistante; en effet, le refroidissement marche lentement de la surface à l'intérieur du métal, la périphérie devient solide et subit une certaine trempe qui lui donne un grain fin et résistant; les parties intérieures ne se solidifient qu'ultérieurement, et, comme elles ont une tendance au retrait, il se produit dans la masse de petites cavernes ou bien le métal conserve une texture lâche sans consistance.

Ainsi, il faut, autant que possible, chercher à employer la fonte sous de petites épaisseurs, quelques centimètres par exemple : si l'on essaye la résistance de tiges en fonte de diamètre croissant, on reconnaît que la charge de rupture par unité de surface va en diminuant lorsque le diamètre augmente.

Il faut éviter, dans les pièces de fonte, les raccords normaux entre les divers membres de ces pièces; ainsi, dans la section à double T que nous avons choisie comme exemple, on raccordera les faces intérieures des ailes avec les faces de l'âme par des congés ou quarts de cylindre; sans cette précaution, on extrairait du moule des pièces qui présenteraient toujours des défauts et des manques de matière aux points de raccordement qui nous occupent.

M. Decomble recommande encore d'éviter sur les poutres les nervures transversales saillantes, dont l'usage est cependant assez répandu et que l'on considère comme des moyens de consolidation; ces nervures altèrent l'uniformité du grain, de la couleur, de la résistance et du retrait, et entraînent fréquemment la formation de cavernes intérieures.

Les pièces de fonte ne doivent pas présenter d'arêtes vives; car, lorsqu'on examine à la loupe la section d'une pièce à arêtes vives, on reconnaît que sur les arêtes la fonte est blanche à grain très-fin, lorsque dans le reste de la section elle est grise et d'un grain résistant; les arêtes seront donc exposées à se rompre avant le corps de la pièce. On évite cet inconvénient en ayant recours à des profils avec angles arrondis.

Les assemblages des pièces en fonte se font toujours au moyen de boulons que l'on serre plus ou moins en agissant sur leur écrou; les poutres droites en fonte doivent être d'un seul morceau, il n'y a que les arcs que l'on compose avec une série de voussoirs, s'appliquant l'un sur l'autre par des faces planes bien rabotées et boulonnées solidement tout le long des nervures qui les terminent.

Tôles et fers spéciaux. — La tôle comprend toutes les variétés du fer laminé en feuilles, depuis la plaque de blindage de 0m,15 à 0m,20 d'épaisseur jusqu'à la tôle fine, dont l'épaisseur est au plus égale à 0m,0015, et dont on compose le fer battu et le fer-blanc.

Dans les ponts, on se sert de la tôle forte dont l'épaisseur est supérieure à 0m,016.

Les tôles se distinguent encore suivant les fers dont elles se composent et suivant le mode de fabrication : pour les poutres, où l'on n'a besoin que de feuilles planes, c'est à la bonne tôle ordinaire qu'on a recours; si l'on avait à exécuter des pièces courbes ou contournées, on devrait se servir de tôle de qualité supérieure.

Nous avons indiqué, dans le *Traité de l'Exécution des travaux*, quelles qua-

lités on devait exiger des fers laminés entrant dans la composition des ponts, et à quelles épreuves on devait les soumettre.

En dehors des tôles planes, on emploie, dans les ponts métalliques, ce qu'on appelle les fers spéciaux, dont les principaux sont représentés par la figure 2, de la planche XI :

A est le fer à double T.

B, le fer Zorès, en usage surtout pour les planchers en fer, mais qui peut rendre des services dans les ponts; le point faible de ce profil est évidemment le sommet, où l'on a soin de renforcer l'épaisseur; le fer Zorès ne peut se fabriquer qu'avec un fer de bonne qualité.

C, le fer à simple T, qui se représente par la notation $\frac{150.80}{13}$; les pièces métalliques sont, comme on sait, toujours cotées en millimètres.

D, cornière à branches égales, représentée par la notation $\frac{160.160}{16}$.

E, cornière à branches inégales $\frac{170.100}{16}$,

F, cornières dont l'angle au sommet diffère d'un angle droit; ces cornières ne se fabriquent ni ne s'emploient d'une manière courante, cependant on en trouve quelques types dans les grandes usines.

G, fer en U, dont la notation est $\frac{140.50}{10}$.

On fabrique beaucoup d'autres fers spéciaux qu'il serait trop long d'énumérer ici : fers carrés, polygonaux, ronds, demi-ronds, à section en croix, à triple T, en F, etc. — On en trouvera des spécimens dans les albums que les grandes usines publient et qu'elles adressent aux ingénieurs et constructeurs lorsqu'ils leur en font la demande.

Lorsqu'on a à dresser un projet de construction métallique, il ne faut pas choisir au hasard les dimensions des éléments qu'on met en œuvre, mais il faut avoir soin de n'employer que les types du commerce.

Ce n'est qu'exceptionnellement et pour un travail considérable qu'une usine consentira à monter un laminoir spécial.

Poutres composées. — L'élément principal des ponts métalliques, c'est la poutre à double T, et il ne semble pas impossible au premier abord de fabriquer des fers à double T de toutes les dimensions. Malheureusement il n'en est pas ainsi, et l'on ne dépasse guère $0^m,50$ pour la hauteur de ces fers et $0^m,15$ à $0^m,20$ pour la largeur de leurs semelles; on va en comprendre la raison.

Lorsque la pièce passe au laminoir, l'âme est horizontale et tangente aux deux cylindres égaux qui constituent le laminoir ; les ailes s'engagent dans des rainures normales ménagées dans les cylindres, mais la vitesse de rotation des divers points des cylindres, et par suite la vitesse de progression des divers points de la pièce, varient proportionnellement à leur distance à l'axe ; donc, les bords des ailes du double T avancent moins vite que l'âme, et si la différence des vitesses est notable, il en résulte des grippements et des déchirures.

Ainsi, la largeur des semelles est limitée en raison du diamètre des cylindres du laminoir, et comme la hauteur de l'âme doit être en rapport avec la largeur des semelles, si l'on veut conserver au fer à double T ses avantages au point de vue de la résistance, il en résulte que cette hauteur est aussi forcément limitée.

Le fer à double T ne pourra donc convenir que pour les petites portées ; dès

que la portée est notable et exige de fortes dimensions, on est forcé de recourir aux poutres composées.

La figure 3, de la planche XI, représente la section transversale d'un double T composé de tôles et de cornières ; les semelles sont formées de deux lames de tôle accolées de $0^m,40$ de largeur et de $0^m,015$ d'épaisseur, réunies par des rivets ; entre les semelles est une âme verticale de $0^m,010$ d'épaisseur et de $0^m,50$ de hauteur. L'âme et les semelles se rencontrent à angles droits et sont reliés par deux cours de cornières de $\frac{80,80}{10}$. La branche horizontale d'une cornière est percée de rivets qui traversent en outre les deux feuilles des semelles ; quant à la branche verticale, elle est percée de rivets qui traversent l'âme de la poutre et la branche verticale de la cornière symétrique.

On voit comment, avec les éléments dont on dispose, on peut obtenir une section de dimensions quelconques.

Le point capital dont on doit se préoccuper, c'est évidemment de savoir si les éléments sont reliés les uns aux autres assez solidement pour qu'on puisse considérer la pièce comme faite d'un seul morceau ; si les liens ne sont pas assez nombreux ni assez forts, en un mot si la rivure est insuffisante, la dislocation de la poutre composée ne tardera pas à se produire.

DÉTERMINATION DE LA RIVURE.

L'ingénieur doit donc donner tous ses soins à la détermination de la rivure.

Les rivets en bon fer nerveux, qui servent à réunir les pièces de tôle, s'obtiennent en coupant des tiges rondes en morceaux de longueur suffisante. Ayant un de ces morceaux cylindriques, on lui fait avec la machine à étamper une tête en forme de segment sphérique ; on rencontre quelquefois la tête en pointe de diamant dans les pièces de grosse chaudronnerie, mais la tête sphérique est d'exécution bien plus facile, et c'est elle qu'on emploie uniquement pour les poutres en tôle.

La figure 4, de la planche XI, représente un rivet fabriqué à l'avance et engagé dans le trou que la poinçonneuse a découpé dans deux feuilles de tôle à réunir ; le rivet est engagé à chaud, et on écrase son extrémité cylindrique pour en former la seconde tête ; cet écrasement s'obtient soit avec une bouterolle et des marteaux à main, soit avec la machine à river, qui donne un bien meilleur travail.

Le diamètre du rivet étant représenté par d, la tête est un segment hémisphérique dont le cercle de base a pour diamètre $\frac{8}{5}d$, et dont la flèche est égale à $\frac{3}{5}d$; pour obtenir par écrasement le segment que nous venons de définir, il faut que le corps du rivet, avant l'opération, dépasse la face des tôles d'une longueur égale à son diamètre.

La rivure ne réussit que pour des épaisseurs de tôle peu considérables, ne dépassant pas 7 centimètres.

Le diamètre des rivets est en rapport avec leur longueur, et cela pour la raison suivante : le rivet étant posé à chaud et fortement pressé contre la tôle, lorsqu'il se contracte par le refroidissement, il exerce un tirage énergique ; c'est là précisément le but qu'on se proposait d'atteindre, mais il ne faut pas le dépasser, et

s'exposer à faire sauter les têtes des rivets, ce qui arrive quelquefois surtout lorsque la rivure a été faite à la machine.

Ce sont évidemment les rivets les plus longs qui sont le plus susceptibles de se briser, car la contraction est proportionnelle à la longueur ; il faut donc augmenter le diamètre du rivet en même temps que sa longueur. En même temps, pour ne pas trop affaiblir la tôle en la perçant de trous trop rapprochés, il faut augmenter aussi l'espacement des rivets d'axe en axe à mesure que leur longueur augmente ; les feuilles de tôle doivent s'employer dans le sens du laminage, et les files de rivets sont longitudinales, c'est-à-dire parallèles au laminage.

Voici des dimensions usuelles de rivets :

DIAMÈTRE DU RIVET EN MILLIMÈTRES.	ÉPAISSEUR TOTALE DES TÔLES A RÉUNIR.	DISTANCE ENTRE LES RIVETS D'UNE MÊME FILE.
Millimètres.	Millimètres.	Millimètres.
14	15	95 à 110
16	15 à 20	110 à 120
18	20 à 25	120 à 125
20	25 à 35	Id.
22	35 à 50	Id.
25	50 à 70	Id.

Résistance des rivets. — Les rivets agissent de deux manières pour maintenir en contact les tôles qu'ils traversent ; ils produisent un frottement énergique des feuilles de tôle les unes contre les autres ; en outre, ils résistent aux efforts de cisaillement que chaque feuille de tôle peut exercer séparément sur les rivets qui la traversent.

Ces deux effets concourent pour assurer la rigidité de l'ensemble. Quelques constructeurs, craignant qu'à la longue le serrage des rivets ne vienne à diminuer ainsi que le frottement des tôles accolées, ne tiennent compte que de la résistance au cisaillement ; d'autres au contraire prétendent que la résistance au cisaillement ne peut être mise en jeu sans être accompagnée d'un ferraillement qui ne tarderait pas à détruire les poutres. Il est certain pour nous que les deux effets ont leur influence et se corroborent ; si donc on ne tient compte que de l'un d'eux dans le calcul, on se placera dans de plus mauvaises conditions que celles qui sont réalisées dans la pratique et on n'aura rien à craindre.

Adhérence de la rivure. — Des expériences nombreuses ont appris aux constructeurs qu'un rivet développait, dans les surfaces de contact, une adhérence égale à 15 kilogrammes environ par millimètre carré de la section transversale du rivet.

Ainsi, imaginez deux feuilles réunies par un rivet de 100 millimètres carrés de section, il faudra pour déterminer le glissement de ces deux feuilles l'une sur l'autre, développer un effort de 1,500 kilogrammes ; l'expérience se fait avec des rivets posés dans des trous ovales, afin que le cisaillement n'intervienne pas.

Dans le calcul, on adopte le coefficient de sécurité $\frac{1}{5}$, c'est-à-dire qu'on compte seulement sur une adhérence de 3 kilogrammes par millimètre carré de section du rivet ; de même, on fait travailler les tôles seulement à 6 kilogrammes par

millimètre carré, bien qu'elles ne se rompent que sous un effort de 36 kilogrammes.

Détermination de la rivure des semelles d'après l'adhérence. — La rivure est calculée de telle sorte que malgré l'interruption d'une ou de plusieurs des feuilles qui composent les semelles, il n'y ait point de diminution dans la résistance de la section.

Si l'on appelle (m) le nombre des feuilles interrompues, e l'épaisseur de chacune, et l leur largeur, si l'on désigne par s la section d'un rivet, et par x le nombre de rivets qu'il s'agit de trouver, le millimètre étant pris pour unité, la tension maxima à imposer au métal étant de 6 kilogrammes, et l'adhérence maxima, sur laquelle il faille compter, de 3 kilogrammes, les feuilles interrompues auraient résisté, n'était leur interruption, à un effort égal à ($6eml$) kilogrammes; il faut que cet effort se retrouve dans l'adhérence de la rivure dont le total est ($3sx$). D'où l'équation

$$6eml = 3sx \qquad x = \frac{2eml}{s}$$

qui détermine le nombre des rivets. On voit que la section totale de tous les rivets doit, dans l'hypothèse de l'adhérence, être le double de la section des tôles interrompues.

Exemple numérique: sur trois feuilles de tôle de $0^m,20$ de largeur et de $0^m,010$ d'épaisseur, une est interrompue et on demande le nombre de rivets à employer pour que la résistance de la semelle ne soit pas altérée par l'interruption.

L'épaisseur totale des tôles à réunir étant de 30 millimètres, il faudra se servir de rivets de 20 millimètres de diamètre, ou de 314 millimètres carrés. Pour chaque rivet on pourra donc compter sur une adhérence de 3×314 ou de 942 kilogrammes.

D'un autre côté, la section transversale de la tôle interrompue est de 200×10 millimètres carrés; on pourrait donc la faire travailler à 12,000 kilogrammes, et, pour la remplacer, il faudra un nombre de rivets égal à $\frac{12,000}{942}$, c'est-à-dire treize rivets, que l'on pourra disposer par exemple sur deux files longitudinales à $0^m,05$ des bords; l'espacement des rivets dans chaque file sera de 120 millimètres, et les deux files se découperont l'une par rapport à l'autre.

A l'aplomb des feuilles interrompues, on renforce les semelles par des plaques, ou couvre-joints, sur lesquelles s'appliquent les rivets, et on calcule ces couvre-joints qui, généralement sont doubles, de telle sorte que leur section totale soit égale à celle de la tôle interrompue.

Détermination de la rivure d'après la résistance au cisaillement. — Mais l'habitude la plus répandue est de calculer la rivure en considérant seulement la résistance au cisaillement.

La résistance du fer au cisaillement varie entre les $\frac{3}{5}$ et les $\frac{4}{5}$ de sa résistance à la traction. Adoptant la proportion $\frac{4}{5}$ et remarquant que les rivets sont fabriqués avec de bon fer, dont la résistance à la traction est supérieure à celle de la tôle, nous admettrons que la résistance des rivets au cisaillement est égale par unité de surface à la résistance de la tôle à la traction.

Grâce à cette hypothèse, qui s'écarte peu de la vérité, et qui du reste est bien permise puisque l'on néglige l'adhérence produite par la rivure, le calcul va se

simplifier, parce que nous n'avons plus à comparer que des surfaces, sans teni compte des efforts qui leur sont proportionnels.

La résistance d'un rivet au cisaillement est proportionnelle non-seulement à sa section, mais encore au nombre de sections du rivet qui sont soumises à un effort de cisaillement. Il faudra dans chaque cas examiner avec soin quel est ce nombre de sections.

Voici à ce sujet quelques exemples :

1° Prenons d'abord deux feuilles de tôle, elles peuvent être assemblées par superposition ou par couvre-joint ;

Si elles sont assemblées par superposition, figure 5, planche XI, il n'y a qu'une section de cisaillement, car il suffit pour amener la séparation de briser le rivet en son milieu ;

Si elles sont assemblées par couvre-joints, figure 6, planche XI, il faut déterminer la section des couvre-joints ; considérant la coupe transversale (*ab*), la semelle ne perdra point de sa force, malgré l'interruption, si la section totale des couvre-joints est égale à celle de la feuille de tôle ; avec un seul couvre-joint, on lui donnera la même épaisseur qu'à la tôle, avec deux couvre-joints chacun aura une épaisseur moitié de celle de la tôle.

En règle générale, la section totale des couvre-joints doit être égale à la section totale des tôles interrompues.

Pour que l'assemblage de la figure 6, vienne à céder par les rivets, c'est-à-dire pour que la tôle (*c*) s'éloigne de la tôle (*d*), il faut que le rivet soit cisaillé suivant les deux sections voisines des couvre-joints ; il y a donc alors deux sections de cisaillement, et comme la résistance est proportionnelle au nombre de ces sections, il faudra deux fois moins de rivets que dans le cas précédent. La dépense du couvre-joint se trouve donc en partie compensée, et les tôles ne sont pas soumises à des efforts de torsion.

2° Considérons l'assemblage de quatre feuilles de tôle, figure 7, planche XI, placées non pas bout à bout, mais superposées ; pour qu'il y ait séparation d'un côté ou de l'autre, il faut que le rivet soit cisaillé en trois sections, et d'une manière générale, en autant de sections qu'il y a de feuilles moins une.

3° Plaçons maintenant les quatre feuilles bout à bout, figure 8, planche XI, il nous faudra deux couvre-joints de même épaisseur que les feuilles ; pour que l'assemblage soit rompu, c'est-à-dire pour que les deux feuilles de droite s'écartent des deux feuilles de gauche, il suffit que le rivet soit cisaillé suivant les deux sections qui touchent aux faces internes des couvre-joints. En apparence, l'assemblage serait inférieur au précédent, puisqu'il exige, outre les couvre-joints, le double de rivets ; mais l'assemblage précédent ne met pas l'adhérence en jeu, il ne convient donc qu'aux pièces travaillant par traction. Ainsi, on l'emploie pour composer les maillons d'une chaîne Galles, parce qu'alors c'est le cisaillement seul qui intervient, et il faut chercher à augmenter le plus possible le nombre des sections de rupture.

Si l'une des tôles seulement était interrompue, chaque rivet présenterait encore deux sections de cisaillement, mais l'épaisseur des couvre-joints serait réduite de moitié.

Si les deux tôles sont interrompues dans l'amplitude du couvre-joint, figure 9, planche XI, mais sans que les interruptions se trouvent dans la même section transversale, les couvre-joints n'ont besoin d'avoir à eux deux qu'une épaisseur de tôle ; les rivets extrêmes n'ont toujours que deux sections de cisaillement, car il suffit, pour que la portion de gauche s'éloigne de la portion de droite, que

les rivets se brisent suivant les deux sections qui touchent les faces intérieures des couvre-joints. Pour le rivet central il y a une section de cisaillement de plus, car, pour que les deux parties situées de chaque côté du rivet s'éloignent, il faut qu'il y ait rupture non-seulement aux deux sections que nous venons de définir, mais encore à la section médiane.

Rivure de plusieurs feuilles formant semelles. — 1° Commençons par appliquer le calcul à deux tôles placées bout à bout, figure 6.

Appelons l la largeur des feuilles, e leur épaisseur, d le diamètre des rivets, et n leur nombre par ligne transversale, il y a par rivet deux sections de cisaillement.

Exprimons que la résistance des tôles suivant la section transversale la plus faible est égale à la résistance des rivets, et, comme nous avons admis que la résistance par unité de surface ne variait pas, qu'il s'agit de traction ou de cisaillement, il nous suffit d'exprimer que la section transversale minima de la tôle est égale à la somme des sections de cisaillement des rivets.

La section minima de la tôle se rencontre suivant une ligne transversale de rivets et est égale à

$$e(l-nd).$$

Désignant par x le nombre des rivets qui se trouvent de chaque côté du joint, nous trouvons $2x$ sections de cisaillement dont la surface est s ou $\frac{\pi d^2}{4}$.

Il en résulte, pour déterminer x l'équation

$$(1) \qquad e(l-nd)=2sx=x.\pi\frac{d^2}{2}.$$

Les quantités e et l sont des données de la question ; quant à n et d, elles résultent des précédentes, puisque l'épaisseur des tôles à réunir détermine le diamètre des rivets conformément au tableau cité plus haut, et que la largeur l des semelles indique les limites entre lesquelles le nombre n doit être compris.

Exemple numérique : les tôles ont 400 millimètres de largeur et 20 d'épaisseur, déterminer la rivure.

Il faudra deux couvre-joints de 400 millimètres de large et de 10 d'épaisseur, embrassant les semelles.

Le diamètre des rivets à employer est (tableau de la page 135) : 16 millimètres ; leur section est donc 201 millimètres carrés, et ils doivent être espacés dans le sens longitudinal de 110 millimètres.

Enfin, comme règle générale, l'axe d'une ligne de rivets doit être au moins à 5 centimètres des bords de la tôle.

En observant cette distance, on peut placer par ligne tranversale deux, trois ou quatre rivets, et la figure 11, de la planche XI, représente les trois dispositions qui en résultent, la ligne pointillée représentant la section suivant laquelle les tôles sont aboutées.

Cela posé, l'équation (1) nous donne .

$$x=\frac{e(l-nd)}{2s}=\frac{20(400-2.16)}{402}=19$$

Ainsi, avec deux rivets par ligne, il en faudra dix-neuf, c'est-à-dire vingt de chaque côté du joint, soit dix lignes de deux rivets, ce qui donne pour la longueur du demi-couvre-joint 605 millimètres.

Si l'on fait $n = 3$, on trouve $x = 18$; pour disposer dix-huit rivets en quinconce de chaque côté du joint, on fera quatre lignes de trois rivets et trois lignes de deux rivets, ce qui donnera pour la longueur du demi-couvre-joint 435 millimètres.

Enfin, si l'on fait $n = 4$, on trouve $x = 17$; pour disposer dix-sept rivets en quinconce de chaque côté du joint, on fera trois lignes de trois rivets et deux de quatre, ce qui donnera pour la longueur du demi couvre-joint 325 millimètres.

On voit par cet exemple qu'il y a grand avantage à serrer le plus possible les rivets dans le sens transversal ; on devra donc veiller à le faire, sans cependant arriver à trop diminuer la longueur du couvre-joint, parce qu'alors on créerait dans les feuilles de tôle des sections trop faibles et de plus l'assemblage serait mal assuré. Du reste, en se tenant pour cela dans les limites que nous venons d'indiquer, on ne risquera pas d'affaiblir outre mesure les couvre-joints.

Assemblages de feuilles de tôle d'égale longueur. — La question des assemblages et des couvre-joints est fort importante, et nous verrons plus tard que ces fers accessoires, qui n'interviennent pas dans la résistance théorique, entrent souvent pour une proportion considérable dans le poids des constructions métalliques.

Il convient donc de rechercher les systèmes de couvre-joints et d'assemblages qui réduisent au minimum le poids parasite.

Voici un exemple de cette recherche:

Soit une semelle formée de deux tôles égales superposées ; les feuilles de tôle, en sortant du laminoir, ont été coupées en morceaux de longueur constante, six mètres par exemple.

On peut constituer l'assemblage des deux feuilles de trois manières:

1° Interrompre les deux feuilles dans la même section transversale, ce qui fait une épaisseur de couvre-joints égale à celle des tôles et un couvre-joints tous les six mètres, figure 8 ;

2° Découper les joints des deux feuilles, et avoir tous les trois mètres un couvre-joints qui n'aura, il est vrai, que la demi-épaisseur des tôles ; en somme, ce système, au point de vue de la section des couvre-joints, n'est pas plus avantageux que le premier, figure 10 ;

3° Ou bien réunir les joints des deux cours de feuilles dans le même assemblage, en les écartant d'une certaine distance, figure 9. Alors il n'y a plus de couvre-joints que tous les six mètres, et ces couvre-joints n'ont besoin d'avoir que la moitié de l'épaisseur des tôles. Il y a donc, au point de vue de la section des couvre-joints, économie de moitié dans ce cas.

Dans le premier cas, on fera facilement le calcul du nombre de rivets, en se conformant à l'exemple numérique que nous avons donné plus haut, et on trouvera un nombre N de rivets avec une longueur L de couvre-joints.

Dans le second cas, la rivure se déterminera en exprimant que la résistance des deux feuilles réunies dans une section passant par une ligne tranversale de rivets est égale à la résistance au double cisaillement des rivets placés d'un même côté du joint, plus la résistance à l'aplomb du joint de la tôle non interrompue. Faisant l'application à des données numériques, on trouvera $\frac{N}{2}$ rivets avec une longueur $\frac{L}{2}$ de couvre-joints. Comme il y a deux fois plus d'assemblages que dans le premier cas, on aura en définitive le même nombre de rivets et la même longueur de couvre-joints ; mais ceux-ci ont une section et par suite

un poids moitié moindre, ils présentent donc une disposition avantageuse.

Le troisième cas est encore plus avantageux, car il n'y a qu'un joint tous les six mètres ; le couvre-joint et la rivure sont les mêmes que dans le second cas, seulement la longueur du couvre-joint est moitié plus grande. Deux assemblages du troisième cas équivalent à trois assemblages du second cas ; avec les premiers on parcourt 12 mètres, avec les seconds 9 mètres seulement.

Couvre-joints d'une âme verticale. — Une âme verticale ne peut pas être toujours composée d'une feuille continue, elle présente à des distances variables des joints verticaux qu'il faut consolider de manière à ne pas avoir d'interruption dans la résistance.

Ces couvre-joints sont représentés en élévation et en coupe par la figure 14, de la planche XI.

Il va sans dire que leur section verticale totale doit être égale à celle de la tôle qu'ils embrassent.

Les rivets sont soumis à divers efforts : 1° la tension due à leur contraction longitudinale ; 2° le cisaillement vertical résultant de l'action de l'effort tranchant ; 3° le cisaillement horizontal déterminé par la compression des fibres dans la partie haute de la poutre et par leur extension dans la partie basse ; ce cisaillement va en décroissant depuis les extrémités de la poutre jusqu'à la fibre neutre, où il est nul.

Il entraînerait donc l'emploi de rivets inegalement espacés ; mais, on n'en tient pas compte et on se contente de calculer la rivure en vue de l'effort tranchant, que nous avons appris à calculer facilement en chaque joint d'une poutre ; c'est la résultante verticale de translation de toutes les forces extérieures agissant entre l'extrémité de la poutre et de la section considérée.

On prendra donc une ligne verticale de n rivets dont d est le diamètre et on considérera la résistance de la tôle dont h est la hauteur et e l'épaisseur ; cette résistance est représentée par la section pleine $e\,(h - nd)$; si l'on appelle x le nombre de rivets situés d'un côté du joint, ils ont chacun deux sections de cisaillement, et leur résistance à une traction verticale exercée suivant l'âme est mesurée par le produit $2sx$. D'où résulte l'équation

$$e(h - nd) = 2sx,$$

analogue à celle que nous avons établie plus haut ; elle donne le nombre de rivets, et par suite la largeur du demi-couvre-joint, puisque le diamètre et l'espacement des rivets se déterminent par l'épaisseur totale des tôles à réunir.

Assemblage d'une semelle et de cornières. — La figure 12, de la planche XI, représente la tête d'une poutre composée ; la semelle est interrompue suivant une section transversale, mais les cornières ne le sont pas et il s'agit de calculer le couvre-joint et la rivure.

Comme il n'est pas possible de disposer un couvre-joint inférieur, puisque la cornière en tient la place, on ne se servira que d'un couvre-joint supérieur, dont l'épaisseur sera la même que celle de la tôle. Les rivets traverseront à la fois la branche horizontale d'une cornière, la feuille de tôle et son couvre-joint ; mais, il arrivera généralement que la branche horizontale de la cornière ne s'approche pas assez des bords de la feuille ; dans ce cas, pour obtenir le nombre voulu de rivets, il faudrait un long couvre-joint et le joint pourrait n'être pas parfaitement solide. On dispose donc, latéralement aux branches horizontales des cornières, des bouts de tôle de petite largeur mais de même longueur que le couvre-joint et c'est sur eux que s'applique la tête de la file extrême de rivets.

Quant au nombre des rivets à placer de chaque côté du joint, comme chacun présente deux sections de cisaillement, il se calcule exactement comme nous l'avons fait pour une feuille de tôle à double couvre-joint.

Couvre-joint de cornières. — Les cornières elles-mêmes se trouvent de temps en temps interrompues et il est nécessaire de recourir à des couvre-joints pour en rétablir la continuité.

La figure 13, de la planche XI, indique un de ces couvre-joints ; c'est un fer courbe profilé de manière à s'appliquer exactement dans l'angle intérieur de la cornière.

Son épaisseur doit être un peu plus forte que celle de la cornière, car son développement est moindre, et sa section doit être la même.

En général, on ne pourra disposer que deux lignes de rivets, une sur chaque branche.

Pour en calculer le nombre, on remarquera que chacun n'a qu'une section de cisaillement qui se trouve à la surface de séparation de la cornière et de son couvre-joint ; on imagine que l'on développe sur un plan la cornière et son couvre-joint ; si l est la longueur totale des branches de la cornière et e son épaisseur, comme il n'y a que deux rivets par ligne transversale, la section de moindre résistance de la cornière est égale à

$$e(l-2d);$$

les rivets, au nombre de x, ont une résistance au cisaillement sx, d'où résulte l'équation

$$e(l-2d)=s.x.$$

Le diamètre et l'espacement des rivets sont déterminés comme toujours par l'épaisseur des tôles à réunir, et la longueur du demi-couvre-joint résulte de la connaissance de x.

Remarque générale sur la rivure. — Avec ce qui précède, on a tous les éléments nécessaires au calcul des assemblages de diverses sortes qu'on peut rencontrer dans les poutres composées.

En principe, il faut découper les joints des diverses pièces qui composent la poutre ; ainsi on évitera de placer un joint de l'âme à côté d'un joint de cornière, ou d'un joint d'une feuille de la semelle.

Les calculs précédents ne donnent que la rivure des couvre-joints ; mais on n'a pas de méthode pour calculer la rivure des parties normales de la poutre, dans lesquelles il n'y a aucun élément d'interrompu.

La présence des rivets est cependant nécessaire, même alors, afin que l'adhérence des parties entre elles soit assez considérable pour qu'on puisse considérer la section de la poutre comme faite d'un seul morceau.

Dans les parties soumises à l'extension, comme la partie inférieure d'une poutre horizontale, on peut se demander si la rivure est nécessaire, car la tension a pour effet de maintenir les pièces en contact ; cependant, il peut arriver que certaines pièces se voilent ou se faussent et que les surfaces en contact se séparent ; cela n'aurait pas grand inconvénient au point de vue de la résistance, mais serait fâcheux au point de vue de la conservation du métal, car la rouille se mettrait bien vite sur les surfaces non adhérentes.

Ainsi, il faut river même les parties soumises à l'extension qui n'ont pas besoin d'être rattachées soit à l'âme soit aux cornières ; mais nous pensons que dans

certains cas on a prodigué les rivets dans ces parties et qu'il convient de se tenir dans une juste mesure.

Pour les parties soumises à la compression, il n'en est pas de même; les feuilles de tôle non rivées se conduiraient comme les feuilles d'un livre sur la tranche duquel on appuie; il est de toute nécessité de les rendre solidaires et de maintenir par un nombre suffisant de rivets leur adhérence réciproque.

Comme nous l'avons dit plus haut, il n'y a point de règle théorique à suivre pour déterminer la rivure dans ce cas; c'est à la pratique et à l'expérience qu'il faut recourir, en imitant les dispositions qui jusqu'à présent ont bien réussi. On trouvera à cet égard tous les renseignements désirables dans les nombreux exemples qui vont suivre.

PETITES POUTRES EN FONTE POUR CHEMINS DE FER ET ROUTES

La poutre droite en fonte a reçu d'assez nombreuses applications à l'origine de la construction des chemin de fer, et on l'a beaucoup employée pour les petites portées. On s'en est servi aussi dans quelques ponts-routes.

L'usage en est presque nul aujourd'hui, et la fonte est réservée pour la construction des arcs; c'est qu'en effet la qualité de la fonte est très-variable, qu'elle présente fréquemment des défauts et se trouve toujours dans des conditions médiocres lorsqu'elle travaille à l'extension : peu d'usines sont suffisamment bien outillées pour couler avec succès des pièces en fonte d'une dimension notable, tandis qu'on trouve partout la tôle et les fers spéciaux avec les ouvriers capables de les travailler.

Nous pensons donc qu'il ne faut pas recommander l'emploi des poutres droites en fonte, quand même on aurait soin de leur donner une section transversale non symétrique afin de tenir compte de la différence des résistances à la tension et à la compression; les vices inhérents à la fabrication de la fonte, sa facile rupture sous l'influence des chocs, devront toujours inspirer des craintes sérieuses.

Nous donnerons donc rapidement quelques types de poutres droites en fonte.

1° Poutres droites supportant des rails. — Dans sa notice sur les travaux de la ligne de Paris à Brest, M. l'ingénieur Armand Martin donne les types de poutres en fonte dont on s'est servi pour les petites ouvertures de 2 à 8 mètres.

Les figures 4 à 7, de la planche XIII, les représentent.

La figure (1) est l'élévation d'un pont de 4 mètres d'ouverture, la figure (2) est une coupe suivant l'axe du chemin de fer et la figure (3) une coupe en travers sur l'axe du pont; les quatre figures suivantes donnent les sections cotées des poutres de rive et des poutres principales pour des portées de deux, quatre, cinq et huit mètres.

La portée de huit mètres était considérée comme un maximum qu'il n'était même pas prudent d'atteindre.

On voit que chaque rail était directement supporté par une poutre principale à section de double T : cela faisait donc quatre poutres principales, plus deux poutres de rive dont la section inférieure est un T et la section supérieure un F.

Sur les poutres de rive sont boulonnées, de mètre en mètre, des consoles en fonte présentant à leur extrémité une douille dans laquelle s'engage un montant

du garde-corps en fer; ce montant traverse la douille, il est fileté à sa partie basse et solidement boulonné.

A l'aplomb du parement des culées, les poutres sont renforcées par une nervure transversale venue de fonte; les abouts, qui n'ont que 0m,40 de longueur, reposent sur une assise de pierre de taille, soit directement, soit par l'intermédiaire d'une plaque de friction en fonte, soit encore par l'intermédiaire de cales en chêne; on a soin de placer les cales un peu en arrière de l'arête de l'assise en pierres de taille, afin de ne pas concentrer la pression sur cette arête qui risquerait de s'épauffrer.

Il s'agissait de relier solidement les poutres dans le sens transversal afin de s'opposer au déversement, ou, suivant l'expression technique, de les contreventer. Ce résultat est obtenu par des tirants ou longs boulons en fer de trois centimètres de diamètre; ils passent dans l'axe de manchons ou tuyaux creux en fonte, qui par des collets verticaux sont boulonnés à chaque bout sur l'âme de deux poutres voisines.

La semelle supérieure des poutres supporte directement les traverses et un plancher de madriers que recouvre le ballast.

La semelle supérieure de la poutre de 2 mètres a une largeur de 155 millimètres et une épaisseur de 30 millimètres, et la semelle inférieure une largeur de 175 sur une épaisseur de 40; la surface inférieure, soumise à l'extension, a donc un grand tiers de plus que la surface supérieure soumise à la compression; c'est pour tenir compte de la différence des résistances de la fonte à l'extension et à la compression; on sait en effet que les circulaires ministérielles limitent à 1 kilogramme par millimètre carré le travail de la fonte à l'extension et à 5 kilogrammes son travail à la compression.

Pour poutres de 4m,	la semelle supérieure a	160 sur 30	et la semelle inférieure	180 sur 40
—	5m	—	180 sur 30	—	200 sur 40
—	8m	—	220 sur 30	—	270 sur 40

Les culées de ces ponts en fonte sont en maçonnerie; on fait en pierre de taille seulement les angles et l'assise de support, le reste du parement peut être en simple moellon ordinaire équarri avec un bon rejointoiement.

Ces poutres en fonte ont rendu de grands services toutes les fois qu'on ne disposait pas d'une hauteur suffisante pour établir des voûtes en maçonnerie. On peut encore économiser sur la hauteur en composant chaque poutre avec deux poutres jumelles, formant comme un U, à l'intérieur duquel on loge une traverse ou plutôt une longrine portant le rail; nous retrouverons ce système dans les poutres en tôle; il est médiocre pour de la fonte, car la charge verticale tend à briser la section suivant laquelle la branche intérieure de la semelle de la poutre se soude à l'âme verticale, et il faut avoir soin de renforcer cette partie. Le contreventement devient en outre plus difficile.

Les types des poutres que nous venons de décrire ont été adoptés aussi sur la ligne de Paris à Lyon.

Quelquefois les âmes des poutres sont évidées par des rectangles allongées; M. l'ingénieur Decomble condamne ces évidements qui nuisent beaucoup à l'homogénéité du métal, et qui ont le grave inconvénient de créer des points de rebroussement dans la fibre neutre de la poutre.

Il est beaucoup plus simple, si l'on veut économiser la matière, d'adopter un profil d'égal résistance, par exemple une semelle inférieure horizontale avec une

semelle supérieure en forme d'arc parabolique; l'âme reste pleine, mais sa hauteur va en décroissant depuis le milieu de la poutre jusqu'aux culées.

Cette forme d'arc entraîne une grande sujétion dans la fabrication des poutres en fer, et fournit un déchet de tôle considérable, de sorte qu'elle n'est pas économique; mais elle ne présente pas le même inconvénient avec la fonte, puisqu'alors la difficulté ne porte que sur l'exécution du modèle.

Calcul des petites poutres en fonte. Les règlements prescrivent d'éprouver les ponts métalliques pour voies de fer au moyen d'une surcharge de 5,000 kilogrammes par mètre courant de voie; de même, autrefois on éprouvait les ponts métalliques pour voies de terre au moyen d'une surcharge de 400 kilogrammes par mètre carré de tablier. Pour les petites portées, il convient, comme nous savons, de calculer les poutres sous rails en vue du passage des locomotives les plus lourdes et les poutres sous routes en vue des chariots les plus lourds, c'est-à-dire en vue des chariots à deux roues pesant neuf tonnes et des chariots à quatre roues pesant 16 tonnes.

Pour les poutres rails, on supposera qu'une locomotive est à cheval sur l'axe de la portée; en avant, à $1^m,60$ du milieu de la poutre, est un essieu qui pèse au maximum 10 tonnes, soit 5 tonnes pour chaque poutre; puis on trouve, au milieu de la poutre, l'essieu central qui pèse au maximum 14 tonnes, soit 7 tonnes pour chaque poudre, à $1^m,40$ en arrière, vient le troisième essieu pesant 10 tonnes, soit 5 tonnes par poutre; des trois charges précédentes, on conclut la charge centrale équivalente, et, connaissant la hauteur de la poutre ainsi que le profil qu'on veut lui donner, on calcule son épaisseur par les formules connues.

La section de la poutre étant celle du double T, on peut adopter des branches égales ou des branches inégales.

1° Calcul d'un double T à branches égales. Proposons-nous de calculer une poutre à double T à branches égales, capable de résister à une charge de 10,000 kilogrammes appliquée en son milieu.

La hauteur de la poutre est de $0^m,50$, elle est déterminée par la disposition des lieux: on adopte, en outre, par exemple, une épaisseur de fonte de $0^m,03$; c'est une bonne dimension pour le moulage. On veut déterminer la largeur (b) des semelles, la portée de la poutre étant, par exemple, de quatre mètres (fig. 15, pl. XI).

La réaction de la culée est la moitié de la charge centrale, soit 5,000 kilogrammes, et il en résulte dans la section médiane un moment fléchissant X égal à 10,000.

Nous avons à appliquer la formule connue:

$$R = \frac{Xh}{2I}, \qquad (1)$$

dans laquelle R est la charge maxima par unité de surface qu'il est permis d'imposer à la fonte; cette charge maxima se produit aux points les plus éloignés de la fibre neutre; or la fibre neutre passe toujours, comme on sait, par le centre de gravité de la section transversale; il faut donc chercher les points les plus éloignés de xy, ce sont les faces supérieure et inférieure de la poutre, qui correspondent à

$$\frac{h}{2} = 0,25;$$

I est le moment d'inertie de la section par rapport à xy; ce moment d'inertie

est la somme des moments d'inertie des semelles et de l'âme : le moment d'inertie d'une semelle est approximativement

$$b \times 0{,}03 \times \overline{0{,}235}^2$$

et le mouvement d'inertie de l'âme est

$$\frac{1}{12}\left(0{,}03 \times \overline{0{,}44}^3\right);$$

faisant les réductions et les calculs, on trouve pour le moment d'inertie total

$$I = 0{,}003.331b + 0{,}000213$$

Quant à R, c'est, avons-nous dit, la charge maxima par mètre carré qu'il soit permis d'imposer la fonte; mais, cette charge maxima est différente suivant qu'on considère de la fonte tirée ou de la fonte comprimée. Pour le fer, il n'y a point d'indécision parce qu'on admet que la charge maxima est de 6 kilogrammes, qu'il s'agisse d'une tension ou d'une compression. Avec la fonte, il n'en est point de même ; la compression maxima, fixée par les circulaires ministérielles, est de 5 kilogr. par millimètre carré, soit 5.10^6 par mètre carré, et la tension maxima est limitée à 1 kilogr. par millimètre carré, ou à 10^6 par mètre carré.

Il est évident qu'il faut dans le calcul adopter la plus petite de ces limites, car, si on calculait la largeur b en vue seulement de la compression, la semelle inférieure serait bientôt rompue.

Nous adopterons donc pour R la valeur 10^6, et l'équation (1) se transformera en :

$$10^6 = \frac{10000.0{,}25}{0{,}003331.b + 0{,}000213}, \quad \text{qui donne } b = 0^m{,}69.$$

Si on trouvait cette largeur trop considérable, on augmenterait l'épaisseur de la fonte et on la porterait, par exemple, à $0^m{,}04$.

Quoi qu'il en soit, la section du double T à épaisseur constante et à branches égales sera : $0^m{,}0546$, et son volume environ 55 litres par mètre courant, d'où résulte un poids approximatif de 385 kilogrammes.

2° **Calcul du double T à branches inégales.** Mais la manière précédente de calculer et de composer une poutre en fonte est absurde au point de vue économique.

En effet, la fonte travaillera au plus à 1 kilogramme, aussi bien à la compression qu'à l'extension. Or imaginez que l'on prenne une partie du métal qui compose la semelle supérieure pour l'ajouter à la semelle inférieure, on construira sans dépenser un gramme de matière de plus, une poutre plus résistante, c'est-à-dire capable de supporter une charge centrale plus forte, car on aura augmenté la section soumise à l'extension et on aura diminué la section comprimée, mais cela est sans inconvénient pour celle-ci puisqu'elle travaillait bien au-dessous de la limite admise.

Ce raisonnement montre que l'on pouvait résister à la charge donnée avec beaucoup moins de matière pourvu qu'on adoptât une semelle inférieure beaucoup plus large que la semelle supérieure, l'épaisseur restant toujours constante.

En adoptant des poutres en fonte à section symétrique, on viole donc, ainsi que M. Decomble l'a fait remarquer, le principe général de la mise en œuvre des matériaux.

Ce principe, indépendant de la nature des matériaux et des efforts qu'ils sont appelés à supporter, est le suivant :

« La limite pratique de la tension moléculaire ne doit être dépassée nulle part, elle doit être atteinte partout. » (Couche.)

Cette limite ne doit être dépassée en aucun point, car, si cela arrivait, il y aurait chance de rupture et défaut de sécurité; elle doit être atteinte partout, car si elle n'est pas atteinte en un point, on peut en ce point enlever une partie de la matière sans nuire à la sécurité.

Ce principe théorique n'est pas applicable aux pièces fléchissantes, car il faudrait leur donner une section nulle suivant la fibre neutre, mais on doit tendre à s'en rapprocher le plus possible.

Ainsi, lorsqu'on construira une poutre en fonte, on fera en sorte que la semelle supérieure, qui travaille par compression, soit soumise à un effort de 5 kilogrammes par millimètre carré, et que la semelle inférieure, qui travaille par extension, soit soumise à un effort de 1 kilogramme seulement par millimètre carré.

1re *méthode*. Appliquons ces conditions aux mêmes données que tout à l'heure.

Soit une poutre à double T, figure 16, planche XI, à branches inégales, de $0^m,50$ de hauteur, de 4 mètres de portée, et dont le moment fléchissant X dans la section médiane est de 10,000 kilogrammètres.

Il s'agit d'abord de déterminer la fibre neutre; elle passe par le centre de gravité de la section, c'est-à-dire qu'elle correspond à l'horizontale xy. Adoptant les notations de la figure, et recherchant le centre de gravité par le théorème des forces parallèles, nous trouvons pour la valeur de l'ordonnée x de ce centre de gravité, la quantité :

$$x = \frac{1}{2}\,\frac{bh^2 + b_1h_1^2 + b_2h_2^2 + 2\left\{ b_1hh_1 + b_2h_2(h+h_1) \right\}}{bh + b_1h_1 + b_2h_2}$$

et pour la valeur du moment d'inertie de la section, pris par rapport à xy :

$$3I = b\left\{ x^3 - (x-h)^3 \right\} + b_1\left\{ (x-h)^3 + (h+h_1-x)^3 \right\} + b_2\left\{ (h+h_1+h_2-x)^3 - (h+h_1-x)^3 \right\}$$

Si nous faisons dans ces formules

$$h_2 = b_1 = h = 0^m,03 \quad \text{et} \quad h_1 = 0,44,$$

nous trouverons :

$$(1) \qquad x = \frac{1}{2}\cdot\frac{b.0,03 + b_2.0,97 + 0,22}{b + b_2 + 0,44}$$

$$(2) \qquad I = b\left| 0,03x^2 - 0,0009x + 0,000009 \right| + b_2\left| 0,03x^2 - 0,0257x + 0,00706 \right| + 0,0132x^2 - 0.0066x + 0.00104$$

D'autre part, nous savons que la tension ou pression en un point situé à une distance (u) au-dessus ou au-dessous de l'horizontale xy est égale à $\frac{Xu}{I}$, et, si l'on applique cette équation aux deux semelles successivement, il faudra prendre successivement $u = x$ et $u = 0^m,50 - x$; pour la semelle inférieure, c'est-

à-dire pour $u = x$, la limite des tensions devra être atteinte, ce qui donne $R = 10^6$; pour la semelle supérieure, c'est la limite des compressions qui devra être atteinte, ce qui donne $R = 5.10^6$.

Cela nous permet d'écrire les deux équations :

$$10^6 = \frac{X.x}{I} = 10000 \cdot \frac{x}{I} \quad \text{et} \quad 5.10^6 = \frac{X(0,50 - x)}{I} = 10,000 \ \frac{0,50 - x}{I}$$

ou bien

$$(3) \quad 100 I = x \qquad (4) \quad 500 I = 0,5 - x$$

Ces deux équations donnent $I = \frac{1}{1200}$ et $x = \frac{1}{12}$; portant ces valeurs dans les équations (1) et (2), nous aurons un système d'équations du premier degré en b et b_1, qui, toutes réductions faites, s'écrit :

$$b.0,82 - b_1 4,82 = 0,88$$
$$b.0,17 + b_1 6,15 = 0,312$$

D'où l'on conclut

$$b = 1^m,18 \quad \text{et} \quad b_1 = 0^m,018.$$

Ce résultat nous conduit à une chose impossible, puisqu'il indique pour la largeur de la semelle supérieure une quantité inférieure à l'épaisseur de l'âme; cela signifie que nous avons adopté pour l'épaisseur de l'âme une épaisseur trop considérable.

Nous allons donc reprendre les calculs avec une épaisseur moindre.

2° *méthode*. Mais, pour cela, nous allons établir d'abord des formules plus simples que les précédentes que nous n'avons données qu'à titre de renseignement utile.

Considérant la section d'une poutre à double T, figure 17, planche XI, nous savons que l'effort R auquel est soumise une fibre située à une distance u de l'axe neutre xy est exprimé par la formule $R = \frac{X}{I} u$; si l'on ne sort pas de la section, l'effort est donc proportionnel à la distance u de la fibre à l'axe neutre, et, si le point est au-dessus de la fibre neutre, l'effort est une compression ; s'il est au-dessous, c'est une tension. Les plus grands efforts ont donc lieu sur les deux semelles, celui qui s'exerce sur la semelle supérieure doit atteindre la limite des compressions permises, et celui qui s'exerce sur la semelle inférieure doit attendre la limite des tensions permises.

Les deux limites sont entre elles comme les nombres 1 et 5 ; donc il en est de même des distances qui séparent les semelles b et b_1, de l'axe neutre xy. Par suite, cet axe xy est situé à une hauteur égale à $\frac{h}{6}$ au-dessus de b, et à une hauteur égale à $\frac{5}{6} h$ au-dessous de b_1.

Désignant en outre par (e) l'épaisseur constante de la fonte en tous ses points, et remarquant que xy passe par le centre de gravité de la section, nous exprimerons que le moment des surfaces situées au-dessus de xy est égal au moment de celles qui sont au-dessous ; d'où l'équation :

$$(1) \qquad b(h - 3e) - b_1(5h - 3e) = 2h(h - 2e)$$

Pour trouver le moment d'inertie I de la section, nous multiplierons la surface des semelles $(b\,e)$ et (b_1e) par le carré de la distance à xy de leur centre de gravité; cette distance est pour b :

$$\left(\frac{h}{6}-\frac{e}{2}\right) \quad \text{et pour } b_1, \left(\frac{5h}{6}-\frac{e}{2}\right),$$

quant aux deux rectangles qui forment l'âme et qui sont situés de chaque côté de xy, il faut prendre leur moment d'inertie par rapport à leur base, et ce moment est le tiers de leur base e multiplié par le cube de leur hauteur. Donc

$$(2) \qquad \frac{I}{e}=b\left(\frac{h}{6}-\frac{e}{2}\right)^2+b_1\left(\frac{5h}{6}-\frac{e}{2}\right)^2+\frac{1}{3}\left(\frac{1}{6}h-e\right)^3+\frac{1}{3}\left(\frac{5h}{6}-e\right)^3$$

On a en outre l'équation

$$R=\frac{X}{I}\cdot\frac{h}{6},$$

dans laquelle R doit atteindre la limite des tensions, soit 10^6 à raison d'un kilogramme par millimètre carré; X dépend des forces extérieures, dans l'exemple actuel il est égal à 10,000, ce qui donne

$$(3) \qquad I=\frac{h}{600}$$

Comme on se donne la hauteur de la poutre et son épaisseur (e), il ne reste d'inconnu que I, b et b_1 que l'on détermine facilement par les trois équations que nous venons d'écrire.

Supposez qu'en conservant toujours pour hauteur de la poutre $0^m,50$, nous prenions maintenant pour (e) la valeur 0,01, les formules précédentes nous conduisent aux deux équations du premier degré :

$$\left.\begin{array}{r}0,07b+2b_1=0,73\\ 0,47b-2,47b_2=0,48\end{array}\right\} \text{dont les solutions sont } b=2^m,46 \text{ et } b_1=0,28.$$

Ces dimensions ne sont évidemment pas admissibles dans la pratique. Mais il est facile de les transformer, si on veut adopter pour les semelles une épaisseur différente de l'épaisseur de l'âme. Conservant pour l'âme une épaisseur de $0^m,01$, nous donnerons à la semelle supérieure une épaisseur de $0^m,02$ et à la semelle inférieure une épaisseur de $0^m,04$.
d'où résulteront les valeurs suivantes :

$$b=0^m,62 \quad \text{et} \quad b_1=0^m,14$$

Avec ces dimensions, la section transversale de la poutre sera $0^{mq},032$; il n'entrera que 32 litres ou environ 254 kilogrammes de fonte par mètre courant.

Avec la section à branches égales il en fallait 385 kilogrammes. L'économie est donc considérable. Mais on peut se demander si la section que nous venons d'obtenir est réalisable à cause de la variation dans l'épaisseur de la fonte.

On pourra, à la rigueur, obtenir cette variation en ayant soin de passer insensiblement d'une épaisseur à l'autre; on raccordera donc les semelles avec l'âme au moyen de parties droites ou curvilignes dont l'épaisseur diminuera progressivement.

Si l'on craignait que ce ne fût là une mauvaise opération, rien n'empêcherait que l'on fondît à part les deux semelles et l'âme; aux parties intérieures des semelles, on ménagerait une rainure longitudinale formée par deux joues saillantes qui embrasseraient l'âme. L'âme et ses deux semelles seraient réunies par des boulons et on aurait soin de remplir les vides, qui pourraient se trouver dans les assemblages, avec un mastic à la limaille de fer. Les boulons seraient calculés uniquement en vue de la résistance à l'effort tranchant.

Nous savons bien que cette manière de faire n'est pas usitée, et cependant elle nous paraît présenter quelques avantages : 1° elle n'exige la coulée que de pièces de petite dimension, et facilite beaucoup cette opération de la coulée pour laquelle peu d'usines sont bien outillées; 2° elle permet d'économiser le métal et d'adopter toujours une section avantageuse en calculant chaque semelle en vue des efforts qu'elle a à subir; 3° enfin elle donne un métal bien plus homogène.

Nous pensons que les poutres composées ainsi construites pourraient rendre d'utiles services notamment dans la construction des petits ponts livrant passage à des routes et à des chemins.

3me *méthode*. — Enfin, on peut recourir pour le calcul d'une poutre en fonte à la méthode expéditive, qui consiste à ne pas tenir compte de l'âme et à supposer la poutre réduite à ses deux semelles b et b_1 situées l'une à une distance $\frac{5h}{6}$ au-dessus de l'axe neutre xy, et l'autre à une distance $\frac{h}{6}$ au-dessous du même axe neutre (fig. 18).

Appelons e et e_1 les épaisseurs des semelles b et b_1. Le centre de gravité de l'ensemble est sur xy, donc

$$be = 5b_1e_1, \tag{1}$$

Le moment d'inertie, en supposant la matière concentrée en b et b_1 est donné par

$$I = be\left(\frac{h}{6}\right)^2 + b_1e_1\left(\frac{5h}{6}\right)^2 \tag{2}$$

D'autre part on a toujours l'équation

$$10^6 = \frac{X}{I}\frac{h}{6},$$

et, comme X est égal à 10,000 dans l'exemple que nous avons choisi, le moment d'inertie est égal à $\frac{h}{600}$; substituant cette valeur dans l'équation (2) et faisant $h = 0,5$, il vient :

$$0,12 = be + 25b_1e_1. \tag{3}$$

En nous donnant deux des quantités bb_1, ee_1, les équations (1) et (3) nous fourniraient les deux autres.

Par exemple, si l'on veut placer sur la poutre des madriers transversaux il faut qu'elle ait à la partie supérieure au moins 0^m,08 de large, ce qui fait $b_1 = 0,08$; limitons en outre l'épaisseur (e) de la semelle inférieure à 0^m,04; il résultera de ces hypothèses

$$e_1 = 0^m,05 \quad \text{et} \quad b = 0^m,50.$$

On ajoutera par exemple une âme de $0^m,01$ d'épaisseur ; mais on se heurtera à la même difficulté que plus haut : on aura une section d'épaisseur variable, et le mieux sera de couler la poutre en trois morceaux que l'on boulonnera l'un à l'autre.

Calcul d'un simple T. — L'exemple que nous avons choisi a été pris absolument au hasard, et les calculs précédents nous ont montré que la solution d'une poutre en forme de double T conduisait à des épaisseurs variables pour la fonte. La variation notable des épaisseurs d'une pièce en fonte n'étant guère admise, et l'habitude n'étant pas de fondre à part les deux semelles et l'âme pour les boulonner ensemble, nous devrons chercher à réaliser de meilleures conditions au moyen d'un simple T.

Soit donc un simple T représenté par la figure 19, planche XI ; son épaisseur uniforme est e, sa hauteur h et sa base b. La pression ou tension d'un point situé à une distance u de l'axe neutre xy est toujours donnée par $\frac{Xu}{I}$, et, comme X et I sont constants dans la section, comme en outre on veut que la compression au sommet soit égale à 5 fois la tension à la base, il faut que l'axe neutre xy partage la hauteur h dans le rapport 1 à 5.

Or xy contient le centre de gravité de la section, donc le moment des parties situées au-dessous est égal au moment des parties situées au-dessus ; ce qui conduit à l'équation

$$be\left(\frac{h}{6}-\frac{1}{2}e\right)+\frac{e}{2}\left(\frac{h}{6}-e\right)^2=\frac{e}{2}\left(\frac{5h}{6}\right)^2.$$

qui peut s'écrire :

$$(1) \qquad \frac{h}{3}(b-e)-be+e^2=\frac{2}{3}h^2.$$

Cherchons le moment d'inertie de la section ; il se compose de :

1° Le moment d'inertie de la semelle, qui est, à peu près, $be\left(\frac{h}{6}\right)^2$;

2° Le moment d'inertie du rectangle vertical inférieur à xy, moment que nous négligeons, d'abord parce qu'il est relativement petit, et ensuite parce que nous avons forcé le précédent ;

3° Le moment d'inertie du rectangle vertical supérieur à xy, moment qui est égal au tiers de la base multiplié par le cube de la hauteur, soit à : $\frac{1}{3}e\left(\frac{5}{6}h\right)^3$.

Si nous nous rappelons que la compression maxima R sur la semelle est égale à 10^k, et qu'on a : $R=\frac{X}{I}\cdot\frac{h}{6}$, formule dans laquelle X doit être pris égal à 10000 comme dans les calculs précédents, nous trouverons

$$(2) \qquad I=\frac{h}{600}=be\left(\frac{h}{6}\right)^2+\frac{1}{3}e\left(\frac{5}{6}h\right)^3$$

Les équations (1) et (2) renferment les trois inconnues b, h, e ; proposons-nous de déterminer deux d'entre elles en nous donnant la 3me.

1° Soit $e=0,04$. Les équations (1) et (2) deviennent par la substitution de cette valeur, en négligeant dans l'équation (1) le terme e^2 qui est petit relativement aux autres :

$$(3) \qquad 2h^2+h.0,04=b(h-0,12)$$

$$(4) \qquad 6bh+125h^2=9.$$

De la seconde on tire :

$$(5)\qquad b=\frac{9-125h^2}{6h},$$

substituant cette quantité dans l'équation (3) et opérant les réductions, on arrive à

$$(6)\qquad 137h^3-15h^2-8,76h+1,08=0,$$

équation du troisième degré qui possède deux racines imaginaires et une racine réelle, que nous allons trouver rapidement au moyen de quelques essais, basés sur le principe suivant :

Quand deux nombres substitués à l'inconnue dans une équation donnent des résultats numériques de signe contraire, ces deux nombres comprennent entre eux une racine de l'équation.

D'une manière générale, c'est un nombre impair de racines qui est compris entre les deux nombres.

En substituant à h le nombre 0,20, le premier nombre de l'équation (6) se réduit à — 0,18; en substituant le nombre 0,25, il se réduit à + 0,09. La racine est donc comprise entre 0,20 et 0,25 et on trouve en effet qu'elle est égale à environ 0,24.

L'équation (5) donne comme valeur correspondante de (b) le nombre 1,34.

Ainsi, le simple T aura $0^m,24$ de hauteur totale, $1^m,34$ de largeur de base et $0^m,04$ d'épaisseur uniforme.

Sa section sera $0^{mq},062$; il faudra donc 62 litres de matière par mètre courant, soit 424 kilogrammes de fonte environ.

2° Cette forme est évidemment beaucoup trop ramassée ; elle emploie beaucoup de matière et doit être abandonnée.

Faisons donc un nouvel essai en prenant pour l'épaisseur e $0^m,01$.

Les équations (1) et (2) nous donnent alors, en négligeant toujours e^2 dans l'équation (1) :

$$(7)\qquad 18bh+125h^2=108,$$
$$(8)\qquad b(h-0,03)=2h^2+0,01h,$$

substituant dans (8) la valeur

$$(9)\qquad b=\frac{108-125h^2}{18h},$$

tirée de (7), il vient :

$$(10)\qquad 161h^3-3,57h^2-108h+3,24=0,$$

équation du 3° degré facile à résoudre.

Faisant $h=1$, puis $h=\frac{1}{2}$ on trouve que le premier membre se réduit à + 52 et à — 54 ; donc la racine est entre 1 et 0,5.

Faisant $h=0,9$, puis $h=0,8$, on trouve que le premier membre se réduit à + 20 et à — 3 ; donc la racine est entre 0,90 et 0,80.

En effet, on trouve : $h=0^m,82$, et l'équation (9) fournit pour la valeur correspondante de b le nombre $0^m,38$.

Ainsi, nous résisterons à la charge centrale de 10000 kilogrammes avec une portée de 4 mètres, si nous adoptons pour la section médiane de la poutre un

simple T de 0m,01 d'épaisseur uniforme, de 0m,82 de hauteur et de 0m,38 de largeur de semelle.

La section est égale à 0mq,012 ; elle n'emploie que 12 litres ou environ 84 kilogrammes de fonte par mètre courant ; c'est la section la plus économique.

On trouvera sans doute la hauteur trop considérable ; mais il sera facile de la réduire, en donnant à la fonte 0m,015 ou 0m,02 de hauteur. On aura alors une section moins économique, mais plus pratique.

Variation du profil transversal des poutres en fonte. — Il va sans dire que le profil de la section médiane ne doit pas régner sur toute la longueur de la poutre ; c'est précisément le grand avantage de la fonte de pouvoir prendre une forme quelconque, ce qui permet de proportionner en chaque point la quantité de matière aux efforts qu'elle doit subir.

Ainsi, dans l'exemple précédent, ayant déterminé la section médiane en simple T avec une épaisseur uniforme de 0m,01, on déterminera de la même manière les sections placées au quart, à la moitié et aux trois quarts de la demi-portée. La seule modification à introduire dans les formules c'est la valeur de X, qui devient successivement 7500, 5000 et 2500. L'épaisseur *e* de la fonte reste toujours constante et égale à 0m,01.

On obtiendra donc sept sections de la poutre entière ; on supposera que l'axe neutre est horizontal, c'est-à-dire que la hauteur d'une section quelconque est divisée par l'axe horizontal en deux segments qui sont entre eux comme 1 est à 5.

En projection sur le plan vertical, on aura donc une forme en fuseau, et il en sera de même pour la projection horizontale car la largeur de la semelle va en décroissant à partir de la section médiane.

Nous engageons le lecteur à exécuter les calculs et opérations que nous venons d'énumérer et à construire complétement des poutres en fonte de diverses portées.

Ces poutres nous paraissent délaissées à tort et on en tirerait sans doute de bons résultats économiques, si on les employait pour les petits ponts des routes ou des chemins vicinaux ; avec un petit nombre de types, on franchirait toutes les ouvertures comprises entre 2 mètres et 8 mètres et même 10 ou 12 mètres.

La forme à simple T convient bien pour recevoir des voûtes en briques parallèles à l'axe de la voie ; on peut de même en disposer sur les profils à double T, mais alors il paraît plus commode de poser tout simplement sur l'aile supérieure des madriers jointifs supportant la chaussée.

Pont en fonte de 12 mètres d'ouverture. — Les figures 1 à 5, de la planche XII, représentent un pont en fonte de 12 mètres d'ouverture, établi à Bernay (Eure) sur la rivière de la Charentonne, par M. Decomble, ingénieur des ponts et chaussées.

Dans deux mémoires très-remarquables, insérés aux *Annales des ponts et chaussées de* 1857 *et de* 1867, M. Decomble a recherché quelles étaient, au point de vue théorique et au point de vue pratique, les meilleures formes à donner aux poutres droites en fonte. Nous venons de faire plus haut la même étude en ne recourant qu'à des formules élémentaires, d'une application facile pour tous.

Le pont qui nous occupe en ce moment met parfaitement en lumière les résultats avantageux qu'on peut tirer de l'emploi de la fonte sous une forme convenable.

Les poutres ont 12 mètres de portée et leur tangente horizontale à la partie inférieure n'est qu'à 0m,30 au-dessus des plus hautes eaux.

Elles sont espacées de $1^m,33$ d'axe en axe.

Leur profil transversal est un double T dont la branche supérieure est presque rudimentaire.

La hauteur totale de la section varie de $0^m,60$ (milieu) à $0^m,15$ (aplomb de la culée); la largeur de l'aile inférieure varie de $0^m,484$ à $0^m,265$; la largeur de l'aile supérieure est presque constante et varie de $0^m,0835$ à $0^m,0815$; quant à l'épaisseur uniforme dans chaque section, elle varie progressivement de $0^m,035$ à $0^m,025$.

Dans le système que nous avons indiqué, nous ne faisons pas varier l'épaisseur de la fonte.

La poutre ne repose que par une portée de $0^m,25$ sur une pierre dure ménagée dans chaque culée ; on taille cette pierre en chanfrein pour que la pression n'agisse pas trop près de l'arête.

Les culées de $2^m,09$ de hauteur n'ont que $0^m,82$ d'épaisseur à la base; elles reposent sur un massif de béton coulé dans une enceinte de pieux et palplanches.

Tous les $1^m,30$ repose sur la tête de la poutre un madrier, entaillé à la rencontre de la poutre, sur les extrémités duquel se boulonnent une pièce de bois longitudinale formant la plinthe; le boulon qui traverse cette pièce et le madrier inférieur est en même temps un montant du garde-corps; celui-ci est formé de fers en croix, assemblés à mi-fer à leur point de rencontre, qui est consolidé par une rondelle en fonte.

Entre les grands madriers, on en voit d'autres un peu moins hauts, simplement posés sur la tête des poutres et supportant l'empierrement ainsi que les trottoirs en gravier.

On remarquera que les montants du garde-corps sont consolidés par des contre-fiches en fer, et que l'on s'est servi pour le trottoir de bordures en bois, boulonnées sur les madriers, et défendues contre le frottement des voitures par un fer feuillard appliqué sur le bois.

Les poutres ont été calculées en vue de résister : 1° à une charge fixe uniformément répartie de 750 kilogrammes par mètre courant; 2° au passage d'une voiture pesant 9000 kilogrammes; la position la plus défavorable pour une poutre se réalise lorsqu'une roue pesant 4500 kilogrammes est en son milieu. M. Decomble a admis dans le calcul que cette charge de 4500 kilogrammes pouvait tomber de $0^m,05$ de hauteur et produire un choc dont l'intensité serait équivalente à celle d'une charge dormante de 9900 kilogrammes.

Ayant obtenu par le calcul les sections théoriques, on leur fait subir les deux modifications suivantes que nous avons déjà indiquées :

La première consiste à donner de la dépouille, c'est-à-dire à diminuer légèrement sur les bords l'épaisseur des plates-bandes engagées dans les moules, et à l'augmenter au contraire dans la même proportion près de l'âme, afin de faciliter la sortie du modèle du milieu du moule ;

La seconde consiste à arrondir tous les angles saillants, c'est-à-dire à supprimer les arêtes sur lesquelles on trouve toujours de la fonte blanche peu résistante.

Ce pont, construit depuis vingt ans, a supporté et supporte encore un roulage considérable; il n'a aucunement souffert depuis qu'il existe, aucune rupture ne s'est produite, et il semble devoir durer éternellement.

Il a coûté le même prix qu'un pont en bois de même ouverture ; les poutres de $12^m,50$ de longueur ne pèsent en moyenne que 2372 kilogrammes, tandis qu'avec une forme ordinaire, double T à branches égales, on arrive à un peu plus de 5000 kilogrammes pour la même portée.

On voit là tout l'avantage du système qui, peut-être, eût dû trouver des imitateurs. Mais nous devons dire que la méthode de calcul, indiquée plus haut, n'est guère en usage en France; cependant elle est recommandée par plusieurs auteurs allemands, notamment par M. Redtenbacher, professeur du cours de construction à l'École polytechnique de Carlsruhe.

PETITES POUTRES EN TOLE POUR ROUTES ET CHEMINS DE FER

1° **Ponts-routes.** — L'usage des poutres en tôle et fers spéciaux est très-répandu, et rend de grands services pour le passage des cours d'eau.

Lorsque les poutres sont calculées en vue de résister aux efforts prescrits par la circulaire ministérielle du 15 juin 1869, c'est-à-dire de supporter des chariots à deux roues pesant 11 tonnes, et des chariots à 4 roues pesant 16 tonnes; elles atteignent un poids élevé, et ne sont pas économiques.

Presque toujours un pont en maçonnerie coûterait, en lui-même, beaucoup moins cher et serait préférable.

Seulement la poutre en tôle ménage la hauteur, tout en conservant un débouché suffisant aux eaux de la rivière; elle économise les remblais aux abords et dispense de créer sur le profil en long un dos d'âne. Il peut donc arriver que la dépense totale pour la traversée d'une vallée soit moins chère avec un pont métallique qu'avec un pont en maçonnerie, bien que celui-ci coûte moins que le premier.

Le pont métallique est encore très-commode lorsqu'on reconstruit de vieux ponts à l'intérieur des villes, parce qu'il permet de ne pas exhausser les abords et évite le payement d'indemnités aux propriétaires voisins.

Ainsi, le pont métallique de petite ouverture est susceptible de rendre de grands services dans la construction des routes et chemins ; mais il faut en user avec prudence au point de vue économique, et examiner dans chaque cas si le prix d'établissement n'est pas supérieur à celui d'un pont en maçonnerie.

Pour les routes nationales, on doit dans le calcul des poutres se guider strictement sur la circulaire du 15 juin 1869, qui prescrit deux épreuves : l'une par poids mort de 400 kilogrammes sur chaque mètre carré de tablier, l'autre par poids roulant avec des files de chariot à deux roues pesant 11 tonnes, ou à quatre roues pesant 16 tonnes, en ayant soin de choisir les combinaisons qui donnent en chaque point l'effort maximum.

Pour les routes départementales et pour les chemins vicinaux, l'application de la circulaire précitée peut conduire à des dépenses considérables, faites en vue d'une éventualité douteuse. En effet, les charges les plus fortes des voitures dans les campagnes sont de 5,000 à 6,000 kilogrammes, et même moins dans les pays de montagnes, car ces charges sont intimement liées au relief du sol. On pourra donc pour les chemins ordinaires calculer les poutres en vue d'une voiture de 6,000 kilogrammes, mais alors il faudra avoir soin d'interdire le passage à tous les chargements exceptionnels.

Il faut bien remarquer encore que la surcharge fixe par mètre carré du tablier ne donne que de médiocres garanties, au point de vue de la sécurité pour les ponts de petite ouverture. Une charge uniforme, fût-elle de 400 kilogrammes par mètre carré, produira souvent des efforts moins considérables que ceux qui résultent du passage d'un véhicule lourdement chargé.

Pont de 7m,40 d'ouverture. — Dans les *Annales des ponts et chaussées* de 1853, M. l'ingénieur Brame a décrit divers ouvrages exécutés pour le chemin de fer de ceinture autour de Paris. Les figures 8 à 12 de la planche XIII, représentent le pont en tôle construit sur la voie ferrée pour le passage de la route nationale n° 1.

Cette route a une largeur de 66 mètres qu'il fallait conserver; les 66 mètres sont divisés en trois sections à peu près égales, les deux extrêmes réservées aux piétons, et la section centrale aux voitures.

Sous les parties réservées aux piétons, on s'est contenté de poser des fers à double T de $0^m,22$ de hauteur; ces fers sont réunis par quatre cours d'entretoises transversales, et supportent un plancher en tôle ondulée que recouvre de l'asphalte posé sur béton.

La chaussée est supportée par des poutres composées en double T, espacées de $2^m,07$ d'axe en axe, comme on le voit sur la coupe transversale, réunies par quatre cours d'entretoises transversales et supportant de petites voûtes en briques très-surbaissées.

Les poutres de rive ont $0^m,45$ de hauteur, $0^m,30$ de largeur de semelle, sur $0^m,02$ d'épaisseur, avec une âme de $0^m,01$, et des cornières de $\frac{80,80}{12}$.

Pour les poutres intermédiaires, la semelle compte une feuille de plus ; elle a donc $0^m,03$ d'épaisseur totale au lieu de deux.

Les abouts de toutes ces poutres ont en dedans du parement des culées $0^m,50$ de longueur, et reposent sur une plaque de friction en fonte de $0^m,40$ de longueur.

Les entretoises intermédiaires ont $0^m,47$ de hauteur, une semelle de $0^m,16$ sur $0^m,01$, une âme de $0^m,01$, et deux cours de cornières de $\frac{70,70}{10}$.

Pour les entretoises de rive la hauteur n'est que de $0^m,45$, et la largeur de semelle $0^m,15$; les quatre cours d'entretoises sont également espacés.

Sur la semelle inférieure des poutres, on a disposé de chaque côté de l'âme, un coussinet en bon mortier de ciment, destiné à recevoir la retombée des petites voûtes construites en briques et mortier de ciment.

Ces voûtes en briques ont $0^m,22$ d'épaisseur, $2^m,06$ d'ouverture, et $0^m,20$ de flèche. Leurs tympans sont recouverts par du béton maigre, dans lequel les poutres sont enchâssées, et le béton maigre supporte une chape en asphalte de $0^m,015$ d'épaisseur. Sur la chape on pose le sable et le pavage.

Chaque poutre supporte une charge permanente d'environ 21 tonnes, et le travail permanent maximum est de 3 kilogrammes par millimètre carré; si l'on ajoute une surcharge de 400 kilogrammes au millimètre carré, on arrive à un effort maximum de $4^k,1$.

Le tablier, dit M. Brame, a parfaitement supporté les épreuves et la flexion constatée au milieu des poutres, sous le passage des plus lourdes voitures, n'a pas dépassé 1 millimètre. Les vibrations des arcs en briques sont très-faibles; elles n'ont, depuis le moment où le pont a été livré à la circulation très-active de la route, occasionné aucune détérioration des mortiers.

Aujourd'hui on ne se contenterait pas de calculer l'effort dû à une surcharge uniforme de 400 kilogrammes par mètre carré, il faudrait considérer le passage à l'aplomb de l'axe d'une poutre des deux roues de deux chariots juxtaposés; si ce sont les chariots à deux roues qui donnent pour cette ouverture l'effort maximum, il faudra placer à l'aplomb de l'axe de chaque poutre une charge de

11,000 kilogrammes. La surcharge de 400 kilogrammes au mètre carré donne pour les 7^k,40 de longueur de la poutre, et pour la largeur de tablier 2^m,07 qui lui revient à un poids de 6,124 kilogrammes, qui équivaut à un poids moitié moindre, soit à 3,062 kilogrammes, placé au milieu de la poutre.

La charge permanente de 21 tonnes, uniformément répartie équivaut à une charge fixe de 10 tonnes et demie, placée au milieu de la poutre, et donne un effort de 3 kilogrammes, la voiture pesant 11 tonnes donnera donc un peu plus de 3 kilogrammes, et le fer sera exposé à travailler à un peu plus de 6 kilogrammes par millimètre carré. L'excès n'est pas considérable, et l'on peut parfaitement l'admettre.

Pont de 7^m,87 d'ouverture. — Nous empruntons encore au mémoire de M. Brame les figures 1 à 4 de la pl. XVIII, qui représentent un pont construit sur le chemin de fer de ceinture pour le passage d'un chemin vicinal à Aubervilliers.

Ce pont est biais, et la portée des poutres suivant le biais de 71° est de 7^m,87.

Le tablier comprend deux poutres de tête espacées de 6 mètres d'axe en axe, et réunies par huit entretoises, parallèles au parement des culées et espacées de 1^m,20 d'axe en axe.

Les poutres de tête ont 0^m,60 de hauteur, des semelles de 0^m,20 sur 0^m,01, une âme de 0^m,01 et quatre cornières de $\frac{80,80}{12}$.

Les entretoises n'ont que 0^m,35 de hauteur, une âme de 0^m,01, des semelles de 0^m,17 sur 0^m,01 et des cornières de $\frac{80,80}{12}$.

Ce sont elles qui portent le plancher formé de madriers de champ supportant d'autres madriers à plat recouverts d'un platelage.

Le garde-corps est boulonné sur la poutre de rive, et le trottoir est en planches. La chaussée de 3^m,50 de large est flanquée de deux trottoirs de 1^m,25.

Le poids total du tablier est de 9,000 kilogrammes, soit 4,500 kilogrammes par poutre, et cela entraîne un effort maximum de 1^{kg},4 par millimètre carré.

La charge d'épreuve uniforme de 400 kilogrammes par millimètre carré donne une augmentation de 2^{kg},76, soit en tout 4^{kg},16.

Les observations relatives au calcul des poutres et entretoises ci-dessus sont les mêmes que pour le pont précédent. Actuellement, afin de se conformer à la circulaire du 15 juin 1869, il faudrait étudier l'effet des chariots roulants, et on serait conduit pour les tôles à des dimensions beaucoup plus fortes.

Pont en tôle de 9^m,40. — Les figures 6 et 7 de la planche XII, représentent la coupe transversale et l'élévation d'un pont en bois et tôle construit sur l'écluse du barrage de la Grande-Bosse (Seine-et-Marne).

La portée des poutres est de 9^m,40, et les abouts reposent sur les culées par une longueur de 0^m,50 ; la longueur totale de chaque poutre est de 10^m,40.

La coupe en travers comprend une chaussée de 1^m,88 entre deux trottoirs de 0^m,465, soit en tout 2^m,81 entre les garde-corps.

Le tablier est formé de deux poutres de tête entretoisées par des poutrelles en bois de $\frac{21}{15}$.

La hauteur des poutres de rive est de 0^m,50 ; elles sont formées par une âme pleine de 0^m,015, par deux semelles de 0^m,20 sur 0^m,015, et par quatre cornières de $\frac{80.80}{12}$.

Les montants du garde-corps sont boulonnés sur la semelle supérieure des poutres.

Les entretoises sont reliées aux poutres, comme on le voit sur le dessin, par une armature en fer, boulonnée d'une part sur l'âme de la poutre, d'autre part sur une feuille de tôle verticale de $0^m,065$ de largeur, appliquée normalement à l'âme de la poutre et fixée sur celle-ci par une petite cornière qui est cachée par la feuille de tôle dans la coupe transversale, mais qui apparaît en pointillé sur l'élévation de la poutre.

Les entretoises, au nombre de neuf, y comprises celles qui reposent sur les culées, supportent des madriers longitudinaux, laissant entre eux des vides de $0^m,015$ pour l'écoulement des eaux, et sur les madriers on fixe un platelage formant chaussée. La bordure est une pièce de bois réunie par des tirefonds aux entretoises, et, pour empêcher le frottement des roues d'user rapidement cette bordure, sa face interne est revêtue d'un fer plat de $0^m,10$ de hauteur, fixé par des vis à bois à tête fraisée.

Le trottoir est composé de planches de $0^m,035$ d'épaisseur.

La tôle travaille au maximum à $4^k,32$ par millimètre carré, lorsque le tablier est soumis à une surcharge uniforme de 200 kilogrammes par millimètre carré, ou lorsqu'un poids de 5,000 kilogrammes est placé au milieu du pont.

Le travail du bois est de 35 kilogrammes par centimètre carré, sous l'action de la surcharge uniforme de 200 kilogrammes, et de 75 kilogrammes lorsque l'on place au milieu du pont une voiture à deux roues de 5,000 kilogrammes.

Il a été employé à ce travail :

1401 kilogrammes de tôle par poutre de rive.
1512 kilogrammes de fer pour le reste de la construction,
4 mètres cubes de bois.

Pont en tôle de $10^m,50$ de portée. — Les figures 8 à 10 de la planche XII, représentent un pont en tôle de $10^m,50$ de portée, dont le type a été plusieurs fois employé par M. l'ingénieur Oudry, à qui l'on doit plusieurs applications heureuses du fer et de la tôle.

La portée des poutres est de $10^m,50$, et leur longueur totale de $11^m,50$, car elles reposent sur les culées par deux abouts de $0^m,50$.

Le tablier se compose de deux poutres de tête, espacées de 5 mètres, d'axe en axe, et reliées par des entretoises en double T, espacées de $1^m,423$.

Occupons-nous d'abord des poutres de rive ; dans leur composition on a fait entrer le garde-corps, afin que celui-ci concoure à la rigidité de l'ensemble, de sorte que l'on peut voir dans ces poutres deux parties distinctes :

1° La partie inférieure, de $0^m,82$ de hauteur, formée d'une âme pleine de $0^m,005$ d'épaisseur, embrassée en bas par deux cornières de $\frac{60,60}{9}$ et en haut par deux fers plats verticaux de $\frac{60}{8}$; les rivets que nécessitent ces diverses pièces ont $0^m,018$ de diamètre.

2° La partie supérieure, formant garde-corps de $0^m,90$ de hauteur, composée de doubles croix de Saint-André, dont les branches embrassent en bas les fers plats de la partie inférieure, et en haut deux cornières accolées de $\frac{60,60}{9}$; ces cornières sont rivées par leurs branches horizontales sur une semelle de $0^m,135$ de largeur et de $0^m,005$ d'épaisseur.

Les croix de Saint-André sont doubles, c'est-à-dire formées de deux croix parallèles espacées de 0m,018 entre leurs faces internes.

On sait (voir la théorie des poutres en treillis) que, à partir du milieu de la poutre, les tiges inclinées vers les culées sont soumises à la compression, et les autres à l'extension; celles-ci sont donc faites d'un seul fer plat non interrompu de $\frac{60}{8}$; les autres, qui sont comprimées, sont formées de deux bouts égaux de fer plat qui viennent buter au milieu de la branche étirée, sur chacune de ses faces latérales; l'assemblage par rivets se fait, comme le montre la coupe transversale, au moyen d'un fer de 0m,018 d'épaisseur occupant l'intervalle vide entre les deux croix parallèles.

Des fers à T de $\frac{60,125}{8}$ sont placés verticalement sur toute la hauteur de la poutre composée ci-dessus décrite; ils s'opposent au flambage de cette poutre dont la hauteur totale est de 1m,72, et constituent en même temps les montants verticaux du garde-corps.

Ces montants correspondent aux entretoises.

Celles-ci ont 0m,40 de hauteur et comprennent une âme de 0m,005, serrée entre quatre cornières de $\frac{60,60}{9}$; elles reposent par leurs abouts sur la branche horizontale de la cornière basse de la poutre de rive, et s'assemblent avec cette poutre au moyen d'un gousset en tôle de 0m,005; c'est une tôle plane coupée en trapèze et fixée à l'âme pleine de la poutre de rive par deux cornières rivées avec le fer à T extérieur; le gousset occupe donc la place de l'âme de l'entretoise sur 0m,40 de longueur, à partir de la poutre de rive, et est assemblé avec cette âme par un couvre-joint que l'on aperçoit sur la coupe transversale.

Sur les entretoises on peut construire des voûtes en briques, ou disposer un plancher en bois ou en tôle ondulée.

Dans le cas actuel le plancher se compose de madriers de 0m,30 sur 0m,08, espacés de 2 centimètres pour l'écoulement des eaux, et boulonnés en quinconce sur la semelle supérieure des entretoises.

Les madriers supportent un platelage de 0m,05, auquel est superposée la chaussée. La distance entre les axes des poutres de rive est de 5 mètres, qui se partagent entre une chaussée empierrée de 3m,50, et deux trottoirs de 0m,75.

Les calculs ont été établis en supposant une surcharge uniforme de 200 kilogrammes par mètre carré, ou bien le passage d'une voiture dont le poids total atteindrait 6,000 kilogrammes. Dans ces conditions, le fer ne travaille pas à plus de 6 kilogrammes par millimètre carré.

On peut varier de bien des façons les dispositions précédentes; on trouvera de nombreux exemples de petites poutres droites dans toutes les publications industrielles et notamment dans les *Annales de la construction* de M. Opperman.

Pont de 15m,65 d'ouverture sur une route nationale.— Les figures 1 à 3 de la planche XIV, donnent tous les détails d'un pont de 15m,65 d'ouverture établi pour le passage de la route nationale n° 138, sur la rivière de Risle, à Brionne (Eure).

Il remplace un vieux pont en charpente formé de deux travées reposant sur une pile en maçonnerie qui interceptait le courant; il fallait ménager un large débouché aux eaux de la rivière, sans exhausser la chaussée, pour ne pas enterrer les maisons voisines d'un prix assez élevé.

Le tablier se compose de six poutres, savoir :

Deux poutres charretières intérieures;

Deux poutres charretières extérieures;
Deux poutres de rive;
Toutes espacées de 1^m,32, d'axe en axe, et ayant le profil d'un double T.

Transversalement, ces poutres sont reliées par des entretoises en double T supportant des voûtes en briques de 0^m,85 d'ouverture, de 0^m,20 de montée et de 0^m,11 d'épaisseur.

Les voûtes en briques sont recouvertes d'une chape en ciment de 0^m,01 et d'une seconde chape en asphalte de 0^m,005 ; la chape est retournée le long de l'âme des entretoises, et les eaux qui traversent la chaussée en empierrement et le remblai en terre subjacent sont conduites par la chape dans de petites gargouilles en fonte enchâssées dans les voûtes en briques.

Le trottoir est supporté en encorbellement par des consoles, espacées comme les entretoises de 1 mètre, d'axe en axe.

Les consoles soutiennent un plancher formé de petits fers à T, et d'une cornière surmontée d'un remplissage en béton et d'une couche d'asphalte (fig. 1, pl. XV).

Le garde-corps en fer est orné, et ses montants en fer forgé sont maintenus par un boulon inférieur dans des douilles en fonte appliquées contre l'about de la console (fig. 3, pl. XV).

Les culées ont 1^m,50 de largeur à la partie haute; les poutres reposent sur ces culées par l'intermédiaire de plaques de friction en fonte de 1^m,3085 de longueur ; ces plaques de friction, dont on trouve le détail sur les figures 2, pl. XV, reçoivent la semelle inférieure des poutres dans une entaille horizontale ; la face de support est rabotée avec soin, et porte des rainures dans lesquelles s'engagent les lignes de rivets.

La largeur entre les parapets est de 8^m,20, qui se décomposent en une chaussée de 6 mètres et deux trottoirs de 1^m,10.

La chaussée empierrée est encadrée par deux demi-caniveaux de 0^m,50 et deux bordures en granite, le tout posé sur une couche de béton.

On remarque que la poussée de la dernière voûte en briques sur l'entretoise garde-grève est contre-balancée par des cornières de $\frac{80,80}{10}$ formant tirant et reliées à l'âme des poutres principales.

Les eaux d'infiltration reçues par la moitié extrême de la dernière voûte sont conduites dans les terres derrière l'entretoise garde-grève qu'elles traversent au moyen d'orifices ménagés à cet effet dans l'âme de l'entretoise.

Les plaques de friction reposent sur une dalle en granite; elles sont scellées dans cette dalle au moyen de tiges en fer barbelé. Ces plaques sont destinées à permettre le libre jeu de la dilatation du fer. L'effet de cette dilatation n'est pas très-sensible pour des portées minimes ; mais, dès que la portée devient un peu notable, il faut en tenir grand compte ; les abouts des longues pièces doivent donc être complétement libres, sans quoi ils détruiraient les obstacles qui leur seraient opposés.

Les longues pièces en fer sont souvent posées sur des rouleaux en fonte qui laissent toute latitude à la dilatation ; en général, on peut se contenter des plaques de friction en fonte qui sont beaucoup plus simples; pour les portées de quelques mètres, on peut même poser la poutre sur une bonne pierre de taille, en ayant soin d'en abattre l'arête en chanfrein pour que la pression ne s'y condense pas, et de laisser toujours un certain jeu au bout de la poutre.

Les poutres de rive ont une hauteur de 1^m,12 sur l'axe du pont; elles com-

prennent une âme de $0^m,012$ d'épaisseur et de $1^m,048$ de hauteur, deux semelles de $0^m,30$ de largeur formées de trois feuilles de tôle de $0^m,012$, quatre cornières de $\frac{144.120}{10}$.

Les poutres charretières intérieures ont une hauteur de $0^m,85$; elles comprennent une âme de $0^m,012$, deux semelles de 0^m40 de large formées de quatre feuilles de tôle de $0^m,012$, et quatre cornières de $\left(\frac{150.120}{15}\right)$.

Les poutres charretières extérieures ont les mêmes dimensions que les précédentes, si ce n'est que la largeur des semelles est réduite à $0^m,315$.

L'entretoise médiane, placée sur l'axe transversal du pont et passant sur les semelles hautes des poutres charretières a $0^m,87$ de hauteur ; elle comprend une âme de 7 millimètres et de $0^m,85$ de hauteur, deux semelles de 25 centimètres sur 10 millimètres, quatre cornières de $\frac{80.80}{10}$.

L'entretoise principale que l'on trouve de deux en deux mètres a $0^m,724$ de hauteur ; elle est formée d'une âme de sept millimètres et de quatre cornières de $\frac{80.80}{10}$.

L'entretoise intermédiaire, qui alterne avec la précédente, n'a que $0^m,335$ de hauteur, avec une âme de six millimètres et quatre cornières de $\frac{80.80}{10}$.

Il va sans dire que l'épaisseur des semelles des poutres de rive et des poutres charretières va en décroissant à partir du milieu du pont vers les culées ; à l'aplomb des culées il ne reste plus qu'une feuille sur les trois feuilles des poutres de rive et sur les quatre feuilles des poutres charretières.

Nous n'insisterons pas davantage sur les détails de construction de cet ouvrage, qui se trouvent suffisamment expliqués par les dessins, et nous passerons au calcul des poutres, calcul effectué conformément à la circulaire du 15 juin 1869.

Calcul des poutres du pont précédent. — La circulaire du 15 juin 1869 prescrit pour les ponts métalliques à construire sur les voies de terre les épreuves suivantes :

1° Une première épreuve par poids mort uniformément réparti sera faite au moyen d'une charge additionnelle de 400 kilogr. par mètre carré, trottoirs compris ;

2° Il sera fait une seconde épreuve par poids roulant, avec celles des voitures à deux roues ou à quatre roues, qui, chargées au maximum, produiraient le plus grand effet, eu égard à l'ouverture de la travée. On admettra que le poids du chargement et de l'équipage peut s'élever à 11 tonnes pour les voitures à deux roues et à 16 tonnes pour les voitures à quatre roues dont les essieux sont écartés de trois mètres.

Les dimensions des pièces seront calculées de telle sorte que le travail du métal par millimètre carré soit limité à 6 kilogr. pour les fers forgés et laminés tant à l'extension qu'à la compression.

Dans le cas actuel, nous avons à calculer les dimensions de poutres que nous admettrons avoir 16 mètres de longueur (en réalité elles n'ont que $15^m,65$) et pour chacune d'elles il faudra chercher les combinaisons de surcharge donnant en chaque point l'effort maximum.

Si l'on considère la surcharge de 400 kilogr. au mètre carré, la surface du

tablier correspondant à une poutre étant de

$$16 \times 1^m,32,$$

il en résultera une surcharge uniformément répartie de 8,448 kilogr., équivalant à une charge centrale moitié moindre. Comme deux roues de charrette pesant 11 tonnes peuvent se croiser à l'aplomb d'une poutre charretière, on voit que la surcharge uniforme donnera un effort bien moindre que celui qui résulte de la charge roulante.

C'est celle-ci qu'il suffit donc de considérer; mais, on peut se demander lequel donne le plus grand effort du véhicule à deux roues pesant 11 tonnes, ou du véhicule à quatre roues pesant 16 tonnes.

Il est clair que pour les ouvertures très-petites le chariot à deux roues donne un effort supérieur; car, les essieux du chariot à quatre roues étant écartés de trois mètres, il est certain que pour des ouvertures minimes une des paires de roues se trouvera sur le milieu de la poutre, tandis que l'autre sera en dehors; ou bien les deux paires de roues seront à cheval sur l'axe de la poutre et équivaudront à une charge moindre que le chariot à onze tonnes.

Dans un chariot à deux essieux pesant 16 tonnes, l'essieu d'arrière pèse 10 tonnes et l'essieu d'avant six tonnes, et l'écartement est, avons-nous dit, de trois mètres. Avec ces données, si on calcule le moment fléchissant maximum produit sur une poutre de longueur l, 1° par un poids roulant de 11 tonnes, 2° par deux poids, l'un de 10 tonnes et l'autre de six tonnes espacés de trois mètres, on reconnaît sans peine qu'à partir de l'ouverture de $7^m,20$, le chariot à quatre roues produit un effet supérieur à celui du chariot à deux roues.

Ainsi nous ne considérerons pour notre calcul que les chariots ayant les dimensions de la figure 1, planche XVI :

Les essieux sont espacés de trois mètres d'axe en axe;

Le bâti s'étend à $1^m,50$ en arrière du centre des grandes roues et à $0^m,50$ en avant du centre des petites roues;

Les grandes roues portent chacune 5,000 kilogr., soit 10,000 kilogr. pour l'essieu, les petites roues portent chacune 3,000 kilogr., soit 6,000 kilogr. pour l'essieu; l'attelage a sept mètres de longueur et pèse 800 kilogr. par mètre courant;

La largeur de voie de ces grands chariots est communément de cinq pieds, ou $1^m,66$; les grands chariots du train d'artillerie n'ont même que $1^m,52$.

Nous avons vu que les six poutres du pont se divisaient en trois groupes : poutres charretières intérieures, poutres charretières extérieures, poutres de rive; il faut étudier séparément chacun de ces groupes.

Poutres charretières extérieures. — En combinant la distance des poutres d'axe en axe ($1^m,32$) avec la largeur de voie des chariots ($1^m,66$), on reconnaît que le cas le plus défavorable à la résistance des poutres charretières extérieures est celui où les roues d'un même côté du chariot passeront à l'aplomb de l'âme de ces poutres.

Cela posé, cherchons en chaque point les diverses combinaisons de surcharge et parmi ces combinaisons celle qui produit le plus grand moment fléchissant.

Nous avons à considérer une série de poids de 5,000 kilogr. (roue de derrière), 3,000 kilogr. (roue de devant), et 400 kilogr., moitié du poids de l'attelage par mètre courant (on admet que la moitié du poids de l'attelage est supporté par

la poutre), poids qui se meuvent sur une poutre de 16 mètres à des distances fixées par le profil ci-dessus défini du chariot.

Or, un poids de 5,000 kilogr. par exemple, qui se promène sur une poutre, figure 3, planche XVI, donne au point M où il se trouve un moment représenté par l'ordonnée MM′ de la parabole AMB, et, pour avoir au même instant le moment fléchissant au point N, il suffit de joindre par une droite le point M′ à l'extrémité A de la poutre; l'ordonnée NN′ de cette droite mesure le moment fléchissant cherché.

La même figure 3, contient la parabole relative au poids roulant de 3,000 kilogr., et la figure 2 donne la parabole relative au poids roulant de 400 kilogr.

Afin d'obtenir les diverses combinaisons de surcharge, nous partirons du moment où l'arrière du chariot entre sur le pont, et nous le ferons avancer de deux mètres à la fois, jusqu'à ce que, après un parcours de douze mètres (longueur totale du véhicule et de l'attelage), nous soyons revenus à la position initiale. Cela fait donc six combinaisons de surcharges que nous étudierons par exemple aux points dont les abscisses sont 2, 4, 6, 8 mètres.

Si l'on veut maintenant, au point d'abscisse deux mètres, connaître le moment produit par la première combinaison de surcharge, on fait le diagramme de cette combinaison, figure 4, planche XVI, on a la position des divers poids de 5,000, 3,000 et 400 kilogr.; les paraboles, tracées préalablement à une échelle convenable, permettent de tirer une série de lignes droites dont les ordonnées, cumulées au point deux mètres, donnent le moment fléchissant en ce point.

De même pour les autres combinaisons.

Il faut avoir soin d'ajouter aux résultats le moment fléchissant dû à la charge permanente qu'on peut évaluer à 1,950 kilogr. par mètre courant de poutre.

Les figures 5, de la planche XVI, donnent les courbes des moments fléchissants produits en chacun des points 2, 4, 6, 8, lorsque la file de chariots avance de 12 mètres sur le tablier, c'est-à-dire lorsque l'on considère toutes les positions possibles.

Au point 2, le moment maximum dû à la surcharge est de 15200 kilogr., et le moment de la charge fixe 27300 kilogr., d'où résulte un moment total de 42500 kilogr.

Au point (4) le moment maximum de la surcharge est 25000 kilogr. et le moment de la charge fixe 46800 kilogr.; moment maximum total 71800 kilogr.

Au point 6, les moments sont 31200, 58500 et 89700 kilogr.

Au point 8, les moments sont 33750, 62400 et 96150 kilogr.

Par cette méthode graphique, on arrive à un résultat que l'on pressentait déjà, mais qu'il était utile de démontrer : le moment fléchissant maximum a lieu pour chaque point lorsque la grande roue pesant 5,000 kilogr. passe en ce point, et l'on trouve pour la poutre charretière extérieure les moments fléchissants maximums qui suivent :

42500	kilog. au point dont	l'abscisse est	2m,00
71800	—	—	4m,00
89700	—	—	6m,00
96150	—	—	8m,00 (milieu).

Ce qui permet de construire la courbe des moments maximums de la poutre charretière extérieure (figure 7, planche XVI).

Calculons les moments d'inertie des divers éléments de cette poutre, nous trouvons

pour l'âme et les cornières.	0,002	266	868	764
pour la première feuille de la semelle.	0,001	109	059	560
pour la seconde —	0,001	179	538	920
pour la troisième —	0,001	252	299	279
pour la quatrième —	0,001	327	228	165
Moment d'inertie total. . .	0,007	134	994	688

Dans le cas où l'effort de 6 kilogr. viendrait à se produire, on peut calculer par la formule

$$R = \frac{Xh}{2I}$$

la valeur du moment fléchissant X auquel chacun des éléments de la poutre aurait à résister, et l'on trouve que :

L'âme et les cornières résistent à un moment fléchissant de.	32004	kilogrammètres.
La première feuille de la semelle..	15654	—
La seconde —	16650	—
La troisième —	17676	—
La quatrième —	18738	—
Total. . . .	100722	kilogrammètres.

Ainsi l'ensemble pourrait résister à un moment fléchissant de 100722 en travaillant à 6 kilogr. ; en réalité, nous avons vu que le moment fléchissant maximum était de 96150 kilogr. Donc, l'effort par millimètre carré, qui varie proportionnellement au moment fléchissant n'est que de $5^k,72$.

Ces résultats sont mis en évidence par la figure 7, qui permet en outre de déterminer la longueur sur laquelle doivent régner les divers éléments de la poutre; il suffit que le diagramme de ces éléments enveloppe complétement la courbe des pressions. Nous avons déjà effectué plusieurs fois cette opération qui doit être familière au lecteur.

On voit que la quatrième feuille de la semelle devra régner sur 7 mètres de longueur, la troisième sur 10 mètres, la seconde sur 12 mètres, la première feuille ainsi que l'âme et les cornières sur toute la longueur de la poutre, c'est-à-dire sur $18^m,166$.

Poutres charretières intérieures. — Les poutres charretières intérieures sont dans des conditions plus défavorables que les précédentes, car elles peuvent avoir à supporter en même temps les charges transmises par deux files de voitures, se croisant sur le tablier.

Dans ce croisement, nous admettrons que, eu égard à la largeur occupée par les attelages et à la saillie possible des chargements, il y aura au moins $0^m,50$ de distance du milieu d'une jante au milieu de l'autre, soit $0^m.25$ du milieu de la jante à l'axe de la poutre. La charge exercée sur une poutre par chaque couple de roues atteindra alors son maximum et aura pour valeur

$$16000.\frac{1,32-0,25}{1,32}.$$

soit 12960 kilogr., répartis de la manière suivante :

Les deux roues de derrière, ensemble, à l'aplomb de l'axe. . .	8100	kilogrammes.
Chaque roue d'avant, à trois mètres de chaque côté de l'axe. .	2430	—

On admettra en outre que la moitié de l'attelage revient seulement à la poutre, soit

$$400\frac{1,32-0,25}{1,32}$$

ou 324 kilogr. par mètre courant.

Si nous ajoutons que la charge fixe est de 2,000 kilogr. par mètre courant, nous aurons tous les éléments nécessaires au calcul des moments.

Nous admettrons, ainsi qu'il résulte des calculs faits pour la poutre extérieure, que le moment maximum en chaque point a lieu quand la grosse charge, donnée par les deux grandes roues, passe en ce point. Le diagramme des charges est d'après cela facile à établir en chaque point de manière à obtenir le moment fléchissant maximum.

Nous ne donnerons point le détail des calculs qui se trouvent résumés dans la figure 8, représentant la courbe des moments maximums, avec les divers éléments de la poutre qui enveloppent cette courbe.

Le métal travaillant à 6 kilogr., le moment fléchissant maximum pourrait atteindre 119274 kilogr. En réalité il n'est que de 118675 kilogr., ce qui correspond à un effort maximum de $5^k,97$ par millimètre carré.

Poutres de rive. — Comme les poutres charretières extérieures, les poutres de rive, ne sont soumises à l'influence que d'une paire de roues, et, de plus, à cause de la bordure du trottoir, en admettant une largeur de jante de $0^m,16$, la charge est au moins à $0^m,41$ de l'aplomb de la poutre. Il faudra donc réduire les poids dans le rapport $\frac{1,32-0,41}{1,32}$ ou 0,70 environ

Ainsi chaque essieu de devant transmettra une charge de				2100	kilogrammes.
—	de derrière	—	—	3500	—
Et l'attelage par mètre courant		—	—	280	—

En outre, on admet que la poutre peut avoir à supporter le poids d'une foule assemblée sur le trottoir, soit 400 kilogr. par mètre carré, ou 440 kilogr. par mètre courant de poutre. Il faut ajouter encore l'effet de la charge permanente qui est de 1,750 kilogr. par mètre courant.

Avec ces données, il est facile de construire la courbe des moments fléchissants maximums, et de composer le profil en travers de la poutre de manière à envelopper cette courbe, figure 6, planche XVI.

Le moment fléchissant maximum pourrait être de 106878 kilogr.; en réalité, il n'est que de 93705 kilogr., d'où résulte un effort atteignant au plus $5^k,29$ par millimètre carré.

La feuille extrême de tôle régnera sur sept mètres, la seconde sur 10 mètres, la première ainsi que l'âme et les cornières sur $18^m,166$.

Efforts tranchants. — L'effort tranchant maximum a lieu lorsque deux chariots sont placés sur le tablier et que la grande roue de l'un d'eux passe à l'aplomb de la culée et de l'about de la poutre, ce qui permet de dresser le tableau suivant :

DÉSIGNATION DES POUTRES.	EFFORT TRANCHANT.	SECTION EN MILLIMÈT. CARRÉS.	EFFORT PAR MILLIMÈT. CARRÉ.
	kilog.	millimèt.	kilog.
Poutre charretière intérieure. .	30190	9048	3,33
— extérieure. .	26053	9048	2,88
Poutre de rive.	23959	12576	1,90

Là encore, nous sommes au-dessous des limites réglementaires.

Épreuves des ponts métalliques. — Appareil enregistreur. — On se sert ordinairement pour la mesure des flèches que prennent les poutres des ponts, lors des épreuves, d'un appareil multiplicateur analogue à celui qui sert en physique à la mesure de la dilatation des tiges.

M. l'Ingénieur Picard l'a décrit dans les annales des Ponts et chaussées et nous lui empruntons les lignes suivantes :

« La meilleure manière de constater les flèches produites par les poids d'épreuve consiste dans l'emploi des appareils multiplicateurs. Le principe de ces appareils est des plus simples ; mais leur installation sur les lieux demande des soins particuliers. Nous donnons ci-après la description et le dessin des appareils employés par la Compagnie de l'Ouest dans les épreuves des ponts métalliques de la ligne de Pontoise à Dieppe, entre Pontoise et Gisors (fig. 4, pl. XV). Une aiguille en fer AB est fixée sur une forte planche P de $0^m,035$ d'épaisseur par un point C autour duquel elle peut tourner ; en B elle porte un crayon fixé par une vis et en A elle est articulée sur une tige verticale de $\frac{0,02}{0,02}$, AD, qui passe dans des guides et porte à l'extrémité supérieure deux mâchoires, l'une fixe et l'autre mobile. L'aiguille est partagée par le point C en deux parties ayant $0^m,04$ et $0^m,40$ de longueur de sorte que la pointe du crayon parcourt un espace décuple de la longueur de la flèche qu'on veut observer.

L'aiguille est maintenue dans une glissière GG.

Pour se servir de l'appareil on le fixe d'une manière invariable sur un échafaudage préparé à l'avance sous une poutre de l'ouvrage, à l'aide de bandes de fer traversées par les boulons V, V, V, V, puis on pince avec la mâchoire la partie saillante du membre inférieur de la poutre en son milieu.

Les déviations du crayon tracent une ligne sur un papier gradué à l'avance et portant un titre indiquant le genre d'épreuve auquel se rapporte l'indication recueillie. On constate ainsi des dixièmes de millimètre.

On a pu vérifier, sur la ligne de Gisors, d'une manière très-exacte, que les flèches obtenues dans les épreuves par poids morts différaient peu de celles données par le calcul et leur étaient généralement inférieures.

Distinction entre l'épreuve par charge uniforme et l'épreuve par chariots. — Dans un mémoire sur les ponts métalliques inséré aux annales des ponts et chaussées de 1872, M. l'ingénieur Marin expose la méthode dont il s'est servi pour calculer les poutres du pont construit sous le carrefour des rues Péreire et Brémontier. On se serait lancé, dit-il, dans des calculs inextricables si l'on avait voulu considérer, outre la surcharge uniforme de 400 kilogr. par mètre carré,

la surcharge par chariots pesant 16 tonnes que prescrit la circulaire ministérielle du 15 juin 1869; il est facile, du reste, de s'assurer que, eu égard à la grande portée des poutres, le poids roulant par chariots pesant 16 tonnes exercera moins l'influence que l'épreuve par poids uniforme.

En calculant tout à l'heure le pont de $15^m,65$ d'ouverture, nous avons montré comment on pouvait établir en plan le diagramme donnant la charge maxima qu'il est possible d'appliquer à chaque poutre : les poutres de rive pourront n'avoir à porter qu'un demi-chargement puisque les véhicules viennent seulement les raser; les poutres intermédiaires, au contraire, pourront, en un point donné, avoir à porter un chargement complet, par le fait de deux chariots juxtaposés.

Pour les ponts à une seule travée, la tension maxima s'obtient en supposant des files indéfinies de voitures, qui donnent lieu, sur chaque poutre, à une série de poids roulants périodiquement espacés : ainsi, lorsque la poutre est soumise à un chargement complet, on a successivement une charge uniforme de 800 kilogr. par mètre courant sur 7 mètres de longueur, un vide de $1^m,50$, un poids de 6,000 kilogr., un vide de 3 mètres, un poids de 10,000 kilogr. et un vide de $1^m,50$, puis la série recommence : la longueur totale du système étant de 12 mètres, on retombera sur la même distribution de surcharges lorsque la file de chariots aura marché de 12 mètres. Veut-on chercher l'effort maximum auquel est soumise la poutre? On part d'une position initiale pour laquelle on calcule les efforts, puis on fait avancer la file du chargement, par exemple de six fois 2 mètres, et à chaque fois on calcule les nouveaux efforts; dans les six résultats on choisit le plus élevé.

Les procédés graphiques évitent de longs calculs et conduisent rapidement au but cherché.

Pour les ouvertures moyennes, comme celle du pont que nous avons étudié, nous avons reconnu que l'effort maximum dû à la surcharge par chariots avait lieu sensiblement lorsqu'un des chariots était à cheval sur le milieu de la poutre; cette remarque dispense de tous les tâtonnements indiqués plus haut.

Si l'ouverture atteignait 40 ou 50 mètres, il est clair que la position des attelages perdrait beaucoup de son influence et deviendrait presque indifférente.

Pour des ouvertures inférieures à $7^m,20$, c'est la charrette à deux roues pesant 11 tonnes qu'il faut adopter comme surcharge.

Revenant au pont de $15^m,65$ d'ouverture, nous avons vu que les moments fléchissants produits par la surcharge uniforme étaient égaux à 75200 pour la poutre de rive, 79296 pour la poutre charretière extérieure et 80896 pour la poutre charretière intérieure, tandis que les moments fléchissants produits par les chariots pesant 16 tonnes atteignaient respectivement 93705, 96150 et 118675.

Voici maintenant ce qu'ont donné les épreuves : elles ont été faites avec des chariots identiques à ceux que nous avons décrits, chargés avec de vieux rails; la surcharge uniforme a de même été obtenue avec de vieux rails :

DÉSIGNATION DES POUTRES.	FLÈCHES POUR LA COMBINAISON DE CHARIOTS LA PLUS DÉFAVORABLE.	FLÈCHES SOUS LA SURCHARGE UNIFORME DE 400 K. AU MÈTRE CARRÉ.
Poutres de rive.	0,0032	0,0051
Poutres charretières extérieures. .	0,0033	0,0041
— — intérieures. .	0,0038	0,0045

Ainsi, dans la réalité, l'effet dû à la charge uniforme s'est trouvé notablement supérieur à l'effet produit par les chariots, bien que le calcul indique le contraire.

La différence entre les résultats théoriques et les résultats pratiques vient évidemment de ce qu'on ne tient pas compte, dans le calcul relatif aux chariots, de l'entretoisement qui reporte sur les autres poutres une grande partie de la charge exercée à l'aplomb d'une poutre donnée.

Il est impossible d'apprécier cette action des entretoises.

Cela prouve-t-il qu'on ait tort de calculer les poutres en vue de la surcharge par chariots? Non, évidemment, et la circulaire du 15 juin 1869 est un acte de haute prudence.

Mais cela prouve qu'il faut réduire les entretoises au strict nécessaire, et ne leur donner aucun excès de force; il devient absolument inutile de rendre toutes les poutres solidaires de la flexion de l'une d'elles, puisque chacune est calculée en vue du plus grand poids qu'elle est exposée à supporter directement.

2° **Ponts-rails.** — Les ponts-rails de petite ouverture prennent de jour en jour un plus grand développement; les types en sont nombreux, et l'on en trouvera des exemples dans un grand nombre d'ouvrages. Le *Traité des ponts métalliques*, par M. l'ingénieur Paul Regnauld, fournira à cet égard de précieux renseignements.

La circulaire du 26 février 1858 détermine les épreuves auxquelles doivent être soumis les ponts-rails : il y a d'abord une épreuve par poids mort de 5,000 kilogrammes par mètre linéaire de simple voie pour les travées d'une ouverture de 20 mètres et au-dessous, et de 4,000 kilogrammes pour celles d'une ouverture supérieure à 20 mètres; il y a ensuite une épreuve par poids roulant qui se fait au moyen du passage, sur chaque voie, d'un train composé de deux machines pesant chacune, avec leur tender, 60 tonnes, et de wagons portant chacun un chargement de 12 tonnes, en nombre suffisant pour couvrir la travée.

Pour les petites ouvertures, il suffira évidemment de considérer le passage d'une ou de deux locomotives du modèle le plus lourd qui doive être mis en circulation; nous avons déjà indiqué précédemment cette manière de faire, et nous ne reviendrons point sur le calcul de la force des poutres, qui nous paraît suffisamment indiqué par les exemples précédents.

Premier type. — Le type le plus simple consiste évidemment à placer sous chaque rail une poutre qui supporte directement la charge. Cela fait donc quatre poutres principales pour un chemin à deux voies. Ces poutres principales sont espacées de $1^m,50$ d'axe en axe, et solidement entretoisées entre elles; la voie est posée sur des longrines en bois ou en fer.

Latéralement on place des trottoirs soutenus soit par des consoles en encor-

bellement soit par une poutre de rive. En général, le garde-corps est boulonné sur la poutre de rive.

Pour les chemins à une voie, on peut réduire le type à sa plus simple expression en ne posant que deux poutres écartées de $1^m,50$ d'axe en axe, vigoureusement entretoisées, et dépourvues de trottoirs et de garde-corps. Il va sans dire que cette disposition n'est acceptable que pour de très-petites ouvertures et pour des chemins qu'on veut créer aussi économiquement que possible.

La figure 1, de la planche XVII, représente un de ces ponts de 4 mètres d'ouverture.

Les abouts des poutres reposent sur les culées par une portée de $0^m,60$ et on les reçoit sur des plaques de friction en fonte.

Tous les mètres, on trouve une entretoise formée d'un fer à T, placé horizontalement entre deux poutres voisines et recourbé verticalement à ses extrémités que l'on rive sur l'âme pleine des poutres.

Ces entretoises supportent directement un plancher longitudinal boulonné sur les branches de leur T.

Pour le modèle que représente la figure, le poids des tôles est d'environ 6,300 kilogrammes.

La figure 2, de la planche XVII, représente un autre modèle du même type; c'est la coupe en travers d'une poutre de rive et d'une poutre principale d'un pont de 8 mètres d'ouverture employé par la Compagnie d'Orléans.

La distance qui sépare l'axe de la poutre de rive de l'axe de la première poutre principale est de $1^m,43$; la distance entre les axes de deux poutres principales d'une même voie est de $1^m,51$, et l'entrevoie est de $2^m,12$, de sorte que la largeur totale entre les axes des garde-corps est de 8 mètres. Les montants des garde-corps sont boulonnés sur la semelle de la poutre de rive.

L'épaisseur de la culée est de $1^m,80$ à la partie supérieure, et l'about de la poutre repose sur cette culée par une portée de $0^m,50$.

Les poutres de rive ont $0^m,30$ de hauteur totale et comprennent :

Une âme pleine de six millimètres d'épaisseur,
Deux semelles de $0^m,20$ sur $0^m,01$,
Quatre cornières de $\frac{60.60}{10}$.

Le fer à T qui entretoise la poutre de rive et la poutre principale a pour dimensions $\frac{125.60}{10}$.

La poutre principale comprend :

Une âme verticale pleine de $0^m,44$ de hauteur et de $0^m,006$ d'épaisseur;

Deux semelles de $0^m,35$ de large, formées chacune de trois feuilles de tôle de $0^m,01$;

Quatre cornières de $\frac{80.80}{11}$.

La feuille extrême de la semelle supérieure fait saillie sur les autres de $0^m,06$ de chaque côté, et c'est sur cette saillie qu'on rive les feuilles de tôle formant plancher entre les rails.

Ce plancher en tôle est évidemment préférable au plancher en bois, puisqu'il est à l'abri de l'incendie.

Les entretoises espacées de $1^m,50$ d'axe en axe et se découpant d'un intervalle

à l'autre sont des fers à T recourbés en rectangle et boulonnés par leurs parties verticales sur les âmes des poutres.

Le poids total du pont de 8 mètres d'ouverture est de 14,400 kilogrammes.

Deuxième type. Poutre à caissons. — Le type de poutre à caissons est un des plus fréquemment employés; on en trouve un exemple sur la figure 3 de la planche XVII, qui représente la coupe en travers d'une poutre de rive et d'une poutre principale d'un pont de 6 mètres d'ouverture construit sous le chemin de fer de Grenoble à Montmélian.

La largeur du tablier entre les axes des poutres de rive est de $8^m,10$.

La poutre de rive comprend une âme de $0^m,21$ de hauteur sur $0^m,008$ d'épaisseur et trois cours de cornières de $\frac{80.80}{8}$, la cornière intérieure de la base est supprimée; à son emplacement viennent se river les entretoises horizontales qui sont des fers à T de $\frac{125.80}{8}$, assemblés avec les âmes de deux poutres voisines au moyen de deux bouts de cornières.

Ces entretoises supportent un plancher en madriers de cinq centimètres posés à plat et recouverts d'une couche de ballast de huit centimètres, qui les protége contre l'incendie.

La poutre en caisson se compose de deux poutres parallèles dont les axes sont placés à $0^m,475$ l'un de l'autre; entre elles on loge une longrine maintenue par des coins et supportant le rail.

Chacune des poutres jumelles comprend : une âme de $0^m,45$ de hauteur sur $0^m,015$ d'épaisseur, deux semelles de $0^m,175$ sur $0^m,015$, quatre cornières de $\frac{80.80}{13}$.

La longrine dont la largeur est de $0^m,28$ repose sur une tôle horizontale de $0^m,02$ placée sur les cornières intérieures des semelles basses des poutres. Il faut s'assurer que le métal est bien capable de résister à l'effort tranchant.

On remarquera que les poutres reposent sur les culées par l'intermédiaire de plaques de friction en fonte, lesquelles sont scellées et maintenues en place au moyen de boulons à tige barbelée.

Les poutres à caissons ont une assiette beaucoup plus stable que celle des poutres ordinaires, et cela explique pourquoi il n'est pas nécessaire de recourir à un entretoisement aussi énergique.

Troisième type. — Un autre type qui se rapproche du précédent en ce sens qu'il place la longrine de la voie au-dessous de la semelle supérieure est celui que représente la figure 4 de la planche XVII, qui donne la coupe en travers d'une poutre principale avec les deux entretoises adjacentes, savoir l'entretoise de rive et l'entretoise principale.

On voit que la longrine et le rail superposé sont placés à côté de la poutre et reposent sur les entretoises : le rail est donc en porte à faux par rapport à la poutre et il faut réduire ce porte à faux au strict minimum pour n'être point forcé de recourir à des entretoises trop pesantes.

La section dont il s'agit s'applique à une ouverture de 8 mètres.

Quatrième type. — Les figures 5 à 9 de la planche XVIII, représentent un pont de 8 mètres d'ouverture composé de trois poutres, deux de rive et une médiane, réunies par des entretoises; les deux longrines de chaque voie sont posées sur les entretoises à une certaine distance des poutres.

C'est un des modèles adoptés pour le chemin de fer de ceinture, et M. Bram en donne la description suivante :

« Le tablier se compose de trois poutres longitudinales reliées à leurs extrémités et dans l'intervalle par des entretoises fixées avec cornières et rivets. Ces entretoises reçoivent un platelage. Les voies sont posées sur longrines ; chaque voie se trouve ainsi entre deux poutres.

Les poutres ont $0^m,80$ et les entretoises $0^m,344$ de hauteur.

Cette dernière dimension, ajoutée à l'épaisseur $0^m,15$ de la longrine, et $0^m,16$ du coussinet et du rail, donne une épaisseur totale de $0^m,654$ entre le dessus du rail et le dessous des poutres, qui font ainsi saillie de $0^m,146$ sur le rail.

On a pu, de cette manière, donner au pont une hauteur de $4^m,30$ sous poutres, sans abaisser la chaussée de la route de Clichy.

La tôle verticale des poutres a $0^m,010$ d'épaisseur ; les semelles horizontales ont une largeur de $0^m,30$ sur $0^m,026$ pour la poutre intermédiaire, et de $0^m,18$ sur $0^m,025$ pour celles de tête.

Les cornières ont $0^m,080$ sur $0^m,080$ et $0^m,010$.

Les entretoises ont des cornières de mêmes dimensions ; elles sont espacées d'axe en axe de $1^m,286$.

La tôle de champ, qui est formée d'une seule feuille, a $0^m,008$ d'épaisseur ; le poids total du tablier est de 15,500 kilogrammes. Les moments de résistance dus à cette charge sont de 3625 pour chaque poutre de rive, et de 7250 pour la poutre du milieu qui est deux fois plus chargée. Les efforts permanents correspondants sont de $0^k,7$ et de $0^k,9$.

On suppose que la plus grande charge possible est produite par le passage simultané de deux lourdes locomotives au milieu du pont.

Si chacune d'elles pèse 29 tonnes, on admet que ce poids est ainsi réparti :

17 tonnes sur les roues motrices ;

3 tonnes sur chacune des autres roues dont les essieux sont distants de $4^m,60$ à 5 mètres d'axe en axe.

En appliquant à ce cas particulier la formule du moment de rupture, on trouve les résultats suivants :

Pour les poutres de tête, le moment est égal à 21500 et le travail correspondant à $3^k,7$.

Pour la poutre intermédiaire, le moment est double du précédent, c'est-à-dire 43000, et l'effort maximum relatif est égal à $5^k,6$.

En ajoutant à ces nombres la résistance due à la charge permanente, l'on voit que l'effort total maximum est, par millimètre carré, de $4^k,4$ pour les poutres de tête et de $6^k,5$ pour les poutres intermédiaires.

Il convient de remarquer que l'effort de $5^k,6$ dû à la surcharge correspond au cas exceptionnel où deux locomotives traversent en même temps le pont.

La poutre intermédiaire ne supportera ordinairement qu'une locomotive, et ne travaillera, par suite de cette surcharge, qu'à raison de $2^k,8$; en ajoutant à ce chiffre le travail $0^k,7$ dû à la charge permanente, on obtient l'effort total normal $3^k,5$.

Le moment de résistance correspondant au passage des deux roues motrices d'une locomotive sur une entretoise est égal à 6,000 et le travail est de $7^k,5$ par millimètre carré. »

Cinquième type. Arc avec sa corde. — Enfin, pour clore la série des types les

plus connus, nous donnerons encore un des modèles employés au chemin de fer de ceinture et décrits par M. Brame.

Il est représenté par les figures 10 à 15 de la planche XVIII, et c'est le pont qui fait passer le chemin de fer de Strasbourg sur le chemin de ceinture.

« Le chemin de ceinture passe sous la ligne de Strasbourg qu'il rencontre sous un angle de 35°. L'ouverture du pont suivant le biais est de $14^m,60$.

Il était nécessaire, pour ne pas placer le chemin de ceinture dans des conditions de pente trop défavorables, de diminuer, autant que possible, l'épaisseur du tablier.

On avait pensé d'abord à remplir cette condition par l'emploi de poutres jumelles en tôle reposant sur des points d'appui intermédiaires.

Elles auraient eu $0^m,45$ de hauteur et fait sur le rail une saillie de $0^m,20$. Ce projet a dû être abandonné à cause de cette saillie qui aurait formé obstacle au passage des cendriers des locomotives.

La disposition ci-après a permis, tout en ne laissant que $0^m,415$ entre le dessus du rail et le dessous des poutres, de supprimer les supports qui auraient constitué une gêne pour le chemin de ceinture.

On a composé les tabliers de trois poutres longitudinales, reliées par des entretoises placées de 2 mètres en 2 mètres, perpendiculairement à leur direction.

Les longrines portant les rails ont été introduites dans un caisson en tôle qui les soutient sur toute leur longueur, et repose à ses extrémités sur les semelles inférieures des entretoises.

Les deux feuilles verticales du caisson sont fixées aux entretoises par des cornières, régnant et portant la charge sur toute leur hauteur.

Le rail, d'ailleurs, répartit la pression sur les longrines forcément interrompues à leur rencontre avec les entretoises; des nervures, disposées au droit de chaque entretoise, réunissent les plates-bandes supérieure et inférieure des poutres, qui ne peuvent ainsi se déverser latéralement.

La hauteur des poutres est de 1 mètre, celle des entretoises $0^m,230$, les longrines ont $0^m,18$ de hauteur.

Les semelles des poutres de rive ont $0^m,027$ d'épaisseur, et celles du milieu $0^m,04$ sur $0^m,40$; la feuille verticale est de $0^m,01$; les cornières ont $0^m,09$ sur $0^m,09$ et $0^m,012$.

Les entretoises ont des cornières de $0^m,08$, $0^m,08$ sur $0^m,01$, et la tôle de champ est de $0^m,01$. Le dessous du rail est à $0^m,02$ du dessus de l'entretoise.

Le poids total du tablier est de 30,000 kilogrammes. D'après les dispositions des entretoises, il est à remarquer que ce poids n'est pas réparti uniformément sur toute la longueur des poutres, et que l'effort maximum n'est pas au milieu. Toutefois, comme la partie prédominante de la charge sur chaque poutre appartient au poids de la poutre elle-même, qui est uniformément réparti, on peut considérer le poids total comme tel dans les calculs.

On trouve ainsi que la poutre intermédiaire doit subir un effort de $1^k,30$ sous la charge permanente, et celle de tête un effort de $1^k,7$.

Quant à la surcharge accidentelle, l'ouverture du pont étant suffisamment grande, elle dépassera celle que nous avons supposée pour les ponts précédents.

Afin de simplifier les calculs, on peut imaginer une surcharge de 80 tonnes uniformément répartie sur chaque voie, cela revient à supposer la poutre intermédiaire soumise en son milieu à une charge de 40 tonnes; il est facile de voir

que, quelles que soient les combinaisons que l'on ferait du passage simultané de plusieurs locomotives, on ne dépasserait jamais cette limite.

En se bornant donc à faire les calculs dans ces hypothèses, on trouve dans l'effort maximum auquel est soumise la poutre intermédiaire une augmentation de 4k,50 par millimètre carré, et dans celui de la poutre de tête une augmentation de 3k,1.

En somme, la poutre intermédiaire travaillera donc au plus à 5k,8 et celle de tête à 4k,8.

Comme nous l'avons déjà fait observer, soit dans le cas de la charge permanente, soit dans le cas de la surcharge, les extrémités des poutres ont moins à supporter que leurs parties moyennes. On a donc eu soin, dans la région du milieu des poutres, de former des semelles horizontales de trois feuilles de tôle non interrompues. Quant aux parties voisines des culées où deux feuilles auraient pu suffire, on s'est abstenu de mettre des couvre-joints.

De cette manière, le poids total de la tôle n'a pas sensiblement dépassé celui que l'on aurait employé en faisant varier l'épaisseur des semelles proportionnellement aux efforts que les poutres ont à supporter en leurs divers points.

Les entretoises, sous le poids de l'essieu moteur d'une locomotive, ont à supporter un effort de 7k,50.

Il convient de faire remarquer que le système de tablier en tôle, adopté pour le pont sous la ligne de Strasbourg, serait applicable à une ouverture beaucoup plus grande, sans qu'il fût nécessaire d'augmenter la distance comprise entre le dessus du rail et le dessous des poutres : les dimensions et la forme des poutres varieraient seules avec la portée.

On pourrait ainsi, au moyen de la tôle, franchir, sans supports intermédiaires et avec une épaisseur de tablier de 0m,40 seulement, des ouvertures considérables. Cette épaisseur pourrait même être réduite en ayant recours aux rails en U.

Comparaison des divers types. — Le type le plus rationnel et le plus simple est évidemment le premier qui place les poutres directement sous les rails ; il permet de réduire les entretoises à ce qui est strictement nécessaire pour empêcher le déversement et pour supporter le plancher ou le ballast. Mais, il a l'inconvénient de ne pas ménager la hauteur, à moins que l'on ne donne à la poutre une forme trop trapue, incompatible avec un bon travail du métal, la hauteur de la poutre devant toujours être environ le $\frac{1}{10}$ de la portée. Ainsi, ce type ne convient que dans les cas où l'on n'est pas absolument limité par la hauteur.

Le type n° 2 de la poutre à caissons a le même avantage que le précédent au point de vue de la force des entretoises qui n'ont qu'à assurer la stabilité de l'ensemble et à porter le plancher. Il a l'immense avantage de réduire au minimum la hauteur qui sépare le rail de la semelle inférieure de la poutre, et c'est dans bien des cas une condition capitale à réaliser. Mais on comprend sans peine qu'avec ce système le métal travaille dans de médiocres conditions à cause de la faible hauteur des poutres et de la multiplication des âmes. Les assemblages sont en outre beaucoup plus difficiles. On conclut de là qu'à ouverture et à charge égale, le type n° 2 sera plus lourd et plus coûteux que le n° 1 ; il ne faudra donc l'adopter que lorsqu'on voudra ménager la hauteur.

Le type n° 3, plaçant la longrine et le rail tout à côté de la poutre principale a les avantages du précédent au point de vue de la hauteur à ménager, et il n'en a pas les inconvénients au point de vue du travail du métal et de la difficulté des

assemblages. Il exige seulement des entretoises un peu plus fortes et plus solidement reliées aux poutres principales. Dans les types n° 2 et n° 3 il convient de veiller aux effets des efforts tranchants.

Le type n° 3, permet de franchir des portées quelconques en plaçant le rail à une hauteur constante au-dessus de la semelle inférieure des poutres principales. En effet, les entretoises ont une portée et par suite une composition constante. Seules les poutres principales prennent des dimensions en rapport avec l'ouverture.

Le type n° 5 ne diffère du n° 4 que par la forme du longeron supérieur des poutres principales; cette forme économise la matière, mais elle rend le montage plus difficile et ne paraît guère avantageuse pour de faibles portées. Ces deux types n° 4 et n° 5 ont l'inconvénient de transformer les entretoises en de véritables poutres d'une portée de quatre mètres. Ils ne conviennent que pour des ouvertures importantes.

A plus forte raison, n'aura-t-on recours que pour les grandes portées à la disposition qui consiste à adopter deux grandes poutres de rive réunies par des entretoises de huit mètres de longueur.

L'emploi des longrines pour la pose des rails n'est pas favorable au règlement de la voie ; toutes les fois qu'on pourra leur substituer des traverses, on devra le faire. C'est ainsi qu'on devra opérer avec le type n° 1 pour lequel il est facile de boulonner les traverses sur les semelles des poutres.

On remarquera encore que les longrines reposant par toute leur longueur sur les semelles des poutres, sont dans de bien meilleures conditions de résistance et de durée que celles qui sont simplement posées sur des entretoises plus ou moins espacées.

En ce qui touche le tablier à adopter, les usages sont variables.

Dans les lignes construites économiquement, on se contente d'un tablier en bois supportant quelques centimètres de ballast ou d'un tablier formé de feuilles de tôles cintrées. Cela a pour effet de diminuer la charge permanente et permet de réaliser sur le poids des poutres une économie notable. Mais il y a un grave inconvénient à cette manière de faire : le métal sous la charge fixe ne travaille par exemple qu'à un kilogramme ou un kilogramme et demi, et passe brusquement sous l'influence de la charge roulante à un travail de six kilogrammes. Ces transitions brusques sont favorables au ferraillement, c'est-à-dire à une prompte altération de la rivure et des assemblages.

Au contraire, si vous admettez pour le tablier l'épaisseur ordinaire du ballast supporté par de la tôle ondulée ou mieux par des voûtes en briques, vous avez un poids mort considérable et vous devez augmenter en conséquence la force des poutres ; mais, elles travaillent alors par exemple à 3 kilogrammes sous la charge fixe, et à 6 kilogrammes sous la charge roulante. L'écart entre les efforts extrêmes est considérablement réduit et le ferraillement est beaucoup moins à craindre.

Remarquez encore que les tabliers légers sont d'un entretien plus dispendieux que les tabliers lourds.

De tout ceci ressort que les tabliers lourds conviennent aux grandes lignes très-importantes et les tabliers légers aux petites lignes, notamment à celles d'intérêt local.

Garde-corps. — Il existe de nombreux types de garde-corps et on peut en composer facilement. Nous en avons déjà donné plusieurs et nous aurons peu de chose à ajouter sur ce point.

En rase campagne, le garde-corps le plus simple est le meilleur. La figure

de la planche XVII, représente le garde-corps dont M. Nordling a employé 6,280 mètres de longueur pour la ligne d'Arvant au Lot (section de Murat à Vic-sur-Cère). Il comprend des montants en fonte dont l'écartement a été porté jusqu'à deux mètres; ces montants sont scellés au soufre dans la maçonnerie, mais ils pourraient être boulonnés sur des poutres métalliques. Ils sont traversés par deux lisses en fer rond, celle d'en haut de $0^m,035$ de diamètre et celle d'en bas de 0,025. Dans le type représenté, la lisse inférieure a été rendue mobile pour faciliter l'enlèvement des neiges ou la réparation des ouvrages, mais, d'ordinaire, cette disposition devrait être évitée.

Voici le sous-détail de ce garde-corps:

Montant en fonte pesant $11^k,50$ à $0^f,40$.		$4^f,60$
Lisse supérieure de $0^m,035$ de diamètre	$15^k,60$	
Lisse inférieure de $0^m,025$ de diamètre	$7^k,80$	
Soit.	$23^k,40$ à $0^f,55$	$12^f,87$
Scellement au soufre.		$2^f,00$
Total.		$19^f,47$

pour une travée de 2 mètres, soit environ 10 francs par mètre courant.

Pour les perrés et enrochements, il faut compter en plus les dés en pierre de taille payés 4 fr. 60 l'un, soit 2 fr. 30 par mètre courant.

Nous trouvons dans le cours de ponts de M. l'inspecteur général Morandière, deux types de garde-corps, qui ne manquent pas d'élégance et qui sont fréquemment employés. Les figures 6 et 7 de la planche XVII, les représentent.

Le premier pèse 22 kilogrammes et le second 28 kilogrammes le mètre courant. Il est difficile de ne pas les considérer comme du fer forgé, et il faut bien les compter, à moins qu'on n'en ait une grande longueur à établir, au prix de 1 franc le kilogramme.

GRANDS PONTS A POUTRES DROITES

1. Ponts de Britannia et de Conway. — C'est aux ingénieurs anglais que l'on doit les premiers ponts en tôle à grande portée. Robert Stephenson eut l'honneur de mettre en pleine lumière l'immense parti que l'on pouvait tirer de l'emploi du métal. De 1847 à 1850, il construisit sur le détroit de Menai le pont de Britannia, qui comprend deux travées médianes de 140 mètres d'ouverture et deux travées de rive de 70 mètres.

Il est représenté en élévation partielle et en plan par les figures 1 de la planche XIX, et donne passage à deux voies ferrées.

Chacune des voies est placée à l'intérieur d'un tube dont la section verticale est un rectangle; c'est pourquoi on a donné au système le nom de poutre tubulaire.

Sur le modèle du pont de Britannia, Stephenson construisit encore le pont de Conway, la figure 1 *bis*, planche XIX, représente la section transversale d'un des tubes de ce pont, section presque identique à celle du pont de Britannia, bien qu'elle ne s'applique qu'à une portée de 122 mètres d'ouverture.

Les parois verticales du tube sont des tôles pleines, au voilement desquelles on s'oppose au moyen de montants verticaux en fer à T ; les parois horizontales inférieure et supérieure sont formées de cellules longitudinales au moyen de poutres composées en double T, comprises entre deux semelles transversales formant pièces de pont.

Le tube est donc une véritable poutre creuse dont les parois verticales travaillent en haut à la compression, en bas à l'extension, la paroi horizontale inférieure travaille à l'extension et la paroi horizontale supérieure à la compression ; celle-ci est recouverte et protégée par une tôle cintrée.

Le calcul d'un pareil système n'est pas plus difficile que celui d'une poutre ordinaire; on cherche le moment d'inertie par rapport à l'horizontale passant par le milieu de la hauteur et l'on applique la formule $R = \frac{Xh}{2I}$. On remarquera que, contrairement à ce qui se passe dans les tabliers ordinaires, les pièces de pont ont pour objet non-seulement de transmettre le poids des véhicules aux parois de rive, mais encore de résister directement à la charge.

Les cellules longitudinales sont au nombre de huit à la partie supérieure et de six à la partie inférieure ; celles-ci soumises à l'extension ont moins à craindre le flambage que celles du haut.

Le poids d'un mètre courant du pont de Britannia est d'environ 23000 kilogrammes, soit 11500 par voie, lesquels se décomposent comme il suit :

Tables horizontales.	6500	kilogrammes.
Ames verticales.	3800	—
Contreventements, etc. . . .	1200	—

En considérant les poutres comme encastrées sur leurs appuis, ce qui est parfaitement admissible eu égard à la largeur des piles, on trouve qu'avec la surcharge réglementaire de 4,000 kilogrammes par mètre courant de voie, la tôle travaille à un peu plus de six kilogrammes par millimètre carré.

2. Pont de Moissac. — Des ponts de Britannia et de Conway nous rapprocherons le pont construit près Moissac, sur le Tarn, pour le passage du chemin de fer du Midi (fig. 2, pl. XIX).

Cet ouvrage a une longueur totale de 306^{m},80 entre les culées, qui se décompose comme il suit :

Deux travées de rive de 45^{m},90 d'ouverture,
Trois travées intermédiaires de 67^{m},66,
Quatre piles de 3 mètres.

Il comprend deux poutres tubulaires égales, avec chacune une voie à l'intérieur. Les tubes sont solidement contreventés à la partie haute, et leurs parois verticales sont reliées en bas par les pièces de ponts. Celles-ci ne concourent donc point à la résistance générale, et sous ce rapport le pont de Moissac serait inférieur au pont de Britannia , mais les cellules de ce dernier entraînent de si grandes sujétions de construction qu'il vaut peut-être mieux les abandonner et se contenter d'un système plus simple.

Le poids de la construction est de 6,500 kilogrammes par mètre courant.

3. Pont d'Asnières. — En France, le premier exemple d'un grand pont en tôle pour voie ferrée est le pont d'Asnières, construit en 1852 par M. Flachat, en remplacement d'un pont provisoire en bois.

Chaque voie est supportée par des pièces de pont transversales reposant sur

deux poutres tubulaires à âmes pleines de 2^m,25 de hauteur, de 0^m,70 de largeur, et de 170 mètres de longueur. Le contreventement des tubes est assuré par des croix de Saint-André composées avec des fers en U et des cornières; ce contreventement est très-vigoureux et solidement assemblé avec les tôles au moyen de goussets. On s'oppose au flambage des âmes pleines et des semelles au moyen de fers à T qui les embrassent. L'épaisseur des tôles verticales est de 0^m,007 et celle des tôles des semelles ne dépasse pas 0^m,013 (fig. 3, 3_1 3_2, pl. XIX).

Le pont d'Asnières comprend :

Deux travées extrêmes de 31^m,09 d'ouverture,
Trois travées intermédiaires de 32^m,70.

Le poids total du pont est d'environ 1,000 tonnes de tôle.

4. Pont sur l'Escaut. — Les figures 4, pl. XIX, représentent le tablier en tôle établi près de Valenciennes pour le passage du chemin de fer du Nord sur le canal de l'Escaut.

Le tablier primitif était en bois, formé de six poutres armées, trois pour chaque voie, mais il fut incendié en 1848 et remplacé provisoirement par un autre à une seule voie, supportée par deux poutres américaines.

On ne tarda pas à lui substituer un tablier en tôle pour lequel on voulut profiter des maçonneries existantes, et conserver le profil en long de la ligne tout en maintenant la circulation des trains sur le pont.

On dut donc adopter un tablier à quatre poutres, c'est-à-dire à deux voies indépendantes, afin d'en établir d'abord une à côté du tablier en bois, de reporter la circulation sur cette seule voie, de démolir le tablier en bois et de construire à son emplacement la seconde voie en tôle.

Des dispositions nécessitées par l'état des lieux résulta: 1° une hauteur de poutre au-dessus de la proportion la plus favorables; 2° des doubles T à ailes trop étroites et à âme trop forte. Sous la charge d'épreuve, le métal ne travaille au plus qu'à quatre kilogrammes par millimètre carré; on pouvait donc réduire notablement le poids des fers.

Les entretoises, dont l'espacement est celui des coussinets dans la voie ordinaire, sont beaucoup trop fortes et on pouvait encore réaliser une économie sur ce point.

On remarquera les consoles en fonte dont le profil est plus gracieux que celui qu'on rencontre fréquemment, qui vient rencontrer l'âme de la poutre de rive sous un certain angle et non point tangentiellement.

Les poutres ont une longueur de 32^m,40 et franchissent deux ouvertures biaises de 12^m,10; elles reposent sur une pile de 1^m,50 de largeur.

Les quatre poutres ont absorbé 42265 kilogrammes de fer et les entretoises 41168 kilogrames. Le poids total du métal est de 105245 kilogrammes et la dépense du tablier s'est élevée à 60453 francs.

5. Pont de Langon. — La figure 1 de la planche XX, représente la coupe transversale du pont de Langon, sur la Garonne, construit en 1855, par M. Flachat, pour le chemin de fer du Midi.

La longueur du tablier est de 211^m,71, ou 210^m,56 entre les parements des culées; cette longueur se décompose en :

Deux piles de 4 mètres,
Deux travées de rive de 64^m,08,
Une travée intermédiaire de 74^m,40.

Le tablier se compose de deux grandes poutres de rive de 5m,60 de hauteur, portant les pièces de pont vers le milieu de leur hauteur de sorte qu'elles forment garde-corps; pour empêcher l'écartement qui tend à se produire entre les semelles basses des deux poutres, il fallait un contreventement très-énergique, qu'on a obtenu au moyen du double T incliné $\alpha\alpha$ et du simple T horizontal t,t. Les pièces de pont sont assemblées sur l'âme des poutres de rive au moyen de forts goussets γ.

Les poutres de tête sont des doubles T à âme pleine dont les semelles ont 0m,90 de largeur; ces semelles sont renforcées à leur extrémité par des cornières longitudinales qui leur donnent de la roideur. Des renforts verticaux, espacés de 0m,90 d'axe en axe et formés avec des tôles pleines et des cornières verticales s'opposent au flambage et transforment les poutres principales en une série de caissons verticaux.

Les pièces de pont ont 0m,60 de hauteur, la distance entre les axes des poutres de rive est de 8m,50.

Sous une charge d'épreuve de 4,000 kilogrammes par mètre courant de voie, les semelles des poutres travaillent à six kilogrammes par millimètre carré.

Le poids du tablier par mètre courant est d'environ 4,000 kilogrammes, et le prix de revient de l'ouvrage par mètre linéaire est de 6,720 francs.

Le calcul des éléments de ce pont se fera aussi simplement que pour une poutre ordinaire à petite portée, en ayant recours aux formules que nous avons données pour les poutres à plusieurs travées solidaires.

6. Pont sur l'Inn (Hanovre). — Les ingénieurs hanovriens, en présence des difficultés qu'ils rencontraient à exécuter des ouvrages en maçonnerie, se sont lancés dès l'origine des chemins de fer dans la construction des ponts métalliques.

M. Couche en décrit plusieurs dans son mémoire de 1854 sur les chemins de fer allemands, entre autres le pont de Sarstedt, sur l'Inn. Ce pont est représenté par les figures 5 de la planche XIX et 2 à 7 de la planche XX.

Il comprend trois travées : deux travées de rive de 22m,48 d'ouverture et une travée médiane de 28m,42.

C'est un système analogue à celui du pont de Langon et les pièces de pont sont assemblées sur l'âme verticale de deux grandes poutres de rive en double T; le contreventement est obtenu par des goussets qui occupent toute la hauteur de l'âme, et les inconvénients du système sont moindres qu'au pont de Langon, parce que la hauteur des poutres n'est que de 2m,36.

Les deux semelles sont formées de cinq feuilles de tôle de 0m,012 sur 0m,26 de largeur; le gousset est en trois morceaux, assemblés par couvre-joints, et composés de tôles de cinq millimètres. Les cornières ont $\frac{90,90}{12}$.

Les sections utiles de ces semelles, eu égard aux joints, sont dans le rapport de 5 à 4, cinq en haut et quatre en bas; ces nombres sont dans le rapport des résistances du fer à la compression et à l'extension, résistances trouvées par Hodgkinson. Mais, cette manière de faire n'a point prévalu pour les poutres en tôle, et on a pris l'habitude de considérer les deux résistances comme égales. Du reste, dit M. Couche, la résistance à l'extension est une propriété simple, absolue, tandis que la résistance à la compression est un fait complexe qui dépend essentiellement des propriétés du solide, du mode d'application de la charge, en un mot des circonstances très-variables de l'expérience.

Le poids du pont est de 1,675 kilogrammes par mètre courant.

Les joints verticaux de l'âme sont tous en face des pièces de pont et des goussets, de sorte que ces joints sont très-solidement disposés.

Les poutres en tôle prennent toujours une certaine flèche sous l'influence de leur propre poids et de la charge fixe; bien que cette flèche ne doive inspirer aucune crainte au point de vue de la stabilité, elle est très-désagréable à l'œil et peut effrayer le public. Aussi a-t-on l'habitude de cintrer légèrement les poutres, de leur donner une convexité vers le haut, afin de racheter la flèche future.

Au pont de Sarstedt, on avait adopté une flèche de $\frac{1}{1,200}$ de l'ouverture, soit 23 millimètres pour la travée du milieu et 18 pour les travées de rive. Ces flèches étaient supérieures à l'abaissement qui s'est produit lors de la pose et qui n'a été que de 18 et de 13 millimètres. Mais, il n'y a aucun inconvénient à cet excès et l'arc, fût-il même plus accusé, ne peut produire qu'un bon effet.

7. Pont sur la Boutonne (chemin des Charentes). — Le pont, construit par M. Love, sur la Boutonne pour le chemin de fer des Charentes, comprend une travée de 24 mètres d'ouverture et deux travées de 18 mètres, reposant sur des piles de $2^m,00$ de largeur en tête; la portée sur les culées a une longueur de $1^m,30$.

On trouvera tous les détails de cet ouvrage dans les nouvelles Annales de la construction d'Oppermann; nous nous contenterons de donner une partie de la coupe transversale (fig. 6, pl. XIX).

Le tablier est formé de deux poutres de rive, sur les semelles inférieures desquelles reposent les pièces de pont.

La distance des poutres de rive d'axe en axe est de $8^m,60$; leur hauteur est de $2^m,20$, la largeur de leurs semelles est de $0^m,40$ et elles sont composées avec des tôles de $0^m,01$; il en est de même de l'âme, qui comprend dans sa hauteur deux feuilles de tôle réunies par deux couvre-joints horizontaux; quant aux joints verticaux, on a soin de les découper d'une feuille à l'autre.

Tous les $2^m,60$ on rencontre une pièce de pont, double T de $0^m,70$ de hauteur, et de $0^m,35$ de largeur de semelle; chaque semelle comprend deux feuilles de 0,014 et l'âme est une tôle de 0,01. Les quatre cornières ont $\frac{80,80}{10}$.

Les pièces de pont sont assemblées sur l'âme des poutres de rive par des goussets transversaux, embrassés entre deux cornières, qui règnent sur toute la hauteur de la poutre; ce sont les cornières inférieures de la pièce de pont qui se retournent verticalement.

Au gousset correspond sur l'autre face de l'âme de la poutre de rive une tôle verticale plane embrassée aussi entre deux cornières symétriques des précédentes.

Le contreventement est rendu parfait au moyen de croix de saint André, placées sous les semelles des pièces de pont et formées de fers à T de $\frac{130,90}{10}$.

A l'aplomb de chaque rail, qui est porté sur des traverses, on trouve une longrine en double T assemblée avec les pièces de pont; cette longrine a $0^m,35$ de hauteur, elle comprend une âme pleine de $0^m,006$ et quatre cornières de $\frac{55,55}{7,5}$.

Il va sans dire que les semelles des poutres de rive comportent un nombre variable de feuilles de $0^m,01$, nombre qui est en rapport avec le maximum du

moment fléchissant dans la section considérée (voir la théorie des poutres à plusieurs travées); mais il y a au moins une feuille de tôle qui règne sur toute la longueur de la poutre.

Le plancher comprend outre les traverses des madriers transversaux, reposant sur les longrines et sur un cours de cornières horizontales rivées à l'âme de la poutre de rive.

A l'aplomb des piles et des culées, les poutres reposent sur des rouleaux en fonte, réunis les uns aux autres par un châssis extérieur et placés sur une plaque de fonte, sous laquelle on trouve une feuille de plomb de $0^m,005$ destinée à répartir les pressions sur la maçonnerie.

L'amplitude réservée à la course des rouleaux est de $0^m,055$, maximum de la dilatation probable.

Nous aurons lieu de revenir sur l'emploi des rouleaux de friction : on en comprend dès maintenant toute l'utilité; il faut, avons-nous dit, laisser toujours un libre jeu à la dilatation, car elle peut déterminer des poussées considérables, capables de renverser de grosses masses de maçonnerie.

Pour les poutres à petite portée, la dilatation a une faible amplitude et l'on peut poser simplement les poutres sur une pierre dure ; s'il s'agit d'une portée moyenne, on se contente des plaques de friction en fonte ; mais alors c'est le frottement de première espèce qui se produit, et ce frottement atteindrait pour une grande portée des valeurs considérables, capables de renverser des piles calculées seulement en vue d'une charge verticale. Il faut alors recourir au frottement de roulement qui est bien inférieur au frottement de glissement et ne donne lieu qu'à une faible poussée horizontale.

Pour résister à l'écrasement sur les piles on a soin de renforcer les semelles par des feuilles supplémentaires.

Le poids du tablier est d'environ 150,000 kilogrammes pour 66 mètres de longueur, soit 2,275 kilogrammes par mètre courant.

Le prix de revient du mètre linéaire a été de 1,400 francs, auxquels il faut ajouter 52,500 francs pour la construction des piles et culées.

Pont de Lucerne. — MM. les ingénieurs Quénod et Gaudard ont construit à Lucerne, en 1869, le pont métallique que représentent les figures 8 à 12 de la planche XX.

On ne disposait pour les poutres que d'une faible hauteur, car, on ne voulait point exhausser les abords et il fallait se tenir au-dessus des plus hautes crues.

Le pont comprend sept travées, savoir :

Deux travées de rive de $18^m,35$ et cinq travées intermédiaires de $22^m,00$, les distances étant comptées d'axe en axe des piles ou culées. Le rapport est de $\frac{5}{6}$.

Le tablier est formé de six poutres longitudinales :

1° Deux poutres de rive en treillis à larges mailles, ornées et légères ; elles ne supportent qu'une moitié du trottoir et contribuent à donner aux têtes un grand aspect de légèreté ; 2° deux poutres de trottoirs, formant bordures ; placées à la limite de la chaussée et du trottoir, elles pouvaient recevoir un surcroît de hauteur favorable à la résistance, ces poutres sont des doubles T à âmes pleines ; 3° deux poutres charretières sous la chaussée, analogues aux précédentes mais de moindre hauteur.

La chaussée a $7^m,50$ de large et les trottoirs $3^m,675$; le garde-corps en fonte ornée est boulonné sur l'aile extérieure de la poutre de rive.

Les écartements et les dimensions des poutres sont accusés par les dessins; les poutres charretières sont plus rapprochées et plus trapues, car ce sont elles qui supportent la plus grosse masse de la circulation. Toutes les poutres ont été calculées par les formules de M. Bresse.

Les poutres longitudinales sont réunies par des entretoises en double T, sur lesquelles on se proposait d'abord de placer des voûtes en briques creuses surmontées d'un pavage en bois, le tout en vue de diminuer le poids mort. Mais, en exécution, on préféra de petits pavés de pierre, et on substitua aux voûtes en briques des fers Zorès, de manière à compenser par l'emploi de ces fers le surcroît de charge provenant du pavage.

La poutre de rive est terminée en haut par une gouttière en fonte formant guirlande et décorée de gargouilles en têtes de lions; sur les dés des piles en maçonnerie sont posés des candélabres.

Les poutres, fixées sur l'une des piles du milieu, reposent sur les autres piles et sur les culées par l'intermédiaire de plaques de friction en fonte, et sur chaque culée est ménagé un jeu de $0^m,11$, bien supérieur à tout ce que la dilatation peut produire.

La poutre du trottoir est recouverte d'une plaque de fonte horizontale formant chase-roue et les eaux pluviales reçues par la chaussée s'écoulent dans une rainure longitudinale ménagée sous l'aile supérieure interne de la poutre.

Le trottoir, incliné à l'extérieur, de manière à conduire les eaux dans la gouttière de rive, est composé avec une couche d'asphalte de $0^m,015$ placée sur un béton que supporte de la tôle ondulée, pesant 30 kilogrammes au mètre carré, avec une épaisseur de 3 millimètres.

Cette tôle ondulée serait trop faible pour supporter une chaussée, elle risquerait de se déchirer et pourrait être crevée par les chocs; il faut recourir à des fers Zorès pesant 14 à 15 kilogrammes le mètre courant. M. Nordling a employé sur le réseau central d'Orléans des fers Zorès de 20 kilogrammes qui forment un plancher capable de résister à une locomotive déraillée.

On a reconnu que, pour les chaussées ordinaires, il était préférable de recourir à des fers de gros calibre, en laissant entre eux un intervalle de $0^m,10$ ou $0^m,12$ facile à franchir avec du caillou de grosse dimension.

On arrive avec ce système à une grande rigidité en reliant les fers Zorès les uns aux autres par un autre fer égal mais renversé, placé longitudinalement sous les fers transversaux et rivé sur le milieu de chacun d'eux. De la sorte, aucun fer ne fléchit sans entraîner ses voisins, et les pressions se répartissent toujours sur une certaine étendue.

Voici le détail du prix de revient du tablier du pont de Lucerne :

Ouvrages en tôle et cornières, 323,403 kilog. à $0^f,50$.	$161,701^f,50$
Platelage en fers Zorès, 66,000 kilog. à $0^f,38$.	$25,080^f,00$
Fonte { Plaques de calage. . . . 6030 kilog. ; Bordures et gouttières. . 12322 — ; Garde-corps. . . . . . 14960 — } 33312 kilog. à $0^f,36$. .	$11,992^f,32$
Plomb pour scellement des plaques de calage, 2500 kilog. à $0^f,70$. . .	$1,750^f,00$
Bétonnage de la chaussée et des trottoirs, 160 mètres cubes à 21 fr. .	$3.360^f,00$
Pavage : 1100 mètres carrés à $3^f,50$.	$3,850^f,00$
Asphalte de $0^m,015$ d'épaisseur, 1062 mètres carrés à 6 fr.	$6,372^f,00$
Candélabres.	$3,000^f,00$
Total.	$217,105^f,82$

Le total général, piles et fondations comprises, s'est élevé à 580,000 francs.

Le prix de revient par mètre carré a été de 101 francs, pour le tablier seul, et de 269 francs pour toute la construction. Ce sont là de bonnes conditions économiques.

2° POUTRES EN TREILLIS

1° Pont-route de 18^m,48 d'ouverture. — Dans les annales des ponts et chaussées de 1857, M. l'ingénieur Deglin donne la description d'un pont biais en tôle de 18^m,48 d'ouverture, construit à Fontenay-Rohan pour le passage de la route nationale n° 11 sur le chemin de fer de Poitiers à la Rochelle. Les éléments de ce pont sont représentés par les figures 1 à 4 de la planche XX.

Il comprend deux poutres de rive en treillis de 1^m,688 de hauteur, et de 19^m,672 de longueur totale, espacées de 8^m,36 d'axe en axe, et réunies par des pièces de pont distantes de 1^m,21.

Les poutres de rive sont à double T et sont composées de :

1° Une semelle haute de 0^m,02 sur 0^m,36.
2° Une semelle basse de 0^m,018 sur 0^m,35.
3° Une âme mixte, pleine sur 0^m,40 de hauteur et 0,008 d'épaisseur, treillissée sur le reste de la hauteur au moyen de croisillons de 0,07 sur 0,008.
4° Quatre cours de cornières.

L'emplacement des abouts des croisillons est découpé dans la partie pleine de l'âme et l'assemblage est fait au moyen de deux feuilles de tôle horizontales de 0^m,01 d'épaisseur, embrassant l'âme sur 0^m,10 de hauteur.

Des fers à T verticaux consolident le tout et s'opposent au voilement; ces fers sont espacés de 1^m,21 à l'intérieur et c'est sur eux que s'assemblent les pièces de pont ; leur espacement à l'extérieur est moitié moindre et on trouve un montant tous les 0^m,605.

Les extrémités des poutres, sur 0^m,76 de longueur, ont une âme pleine sur toute la hauteur.

Les pièces de pont sont aussi des doubles T en treillis, dont la semelle supérieure est légèrement cintrée suivant le profil transversal à donner à la chaussée. Elles reposent sur l'aile inférieure des poutres de rive et sont rivées sur le montant en fer à T; l'assemblage est consolidé par un gousset.

Dans le sens longitudinal, les pièces de pont sont reliées entre elles et rendues solidaires par des châssis verticaux dont on voit la disposition sur les fig. 1 et 2.

La chaussée est composée de madriers boulonnés sur les pièces de pont et recouverts par un platelage. La bordure est aussi une pièce de bois longitudinale, et le trottoir est formé d'un platelage s'appuyant à un bout sur la bordure et à l'autre bout sur une fourrure en bois boulonnée à une cornière horizontale, qui est fixée à l'âme de la poutre de rive.

Le poids des fers par mètre courant est de 1,428 kilogr., soit 170 kilogr. par mètre carré de tablier. Une poutre de rive pèse 6,544 kilogr. et une pièce de pont 726 kilogr.

Sous une charge d'épreuve de 400 kilogr. par mètre carré, le milieu de la poutre de rive droite a fléchi de 0^m,0125, le milieu de la poutre de rive gauche de 0^m,0145 et le milieu d'une pièce de pont de 0^m,005. Les poutres de rive ont

conservé après l'épreuve une flèche de $0^m,004$; la flèche des pièces de pont a complétement disparu.

2° **Pont-route de $29^m,50$ d'ouverture.** — Les figures 6 et 5 de la planche XXI, donnent l'élévation et la coupe en travers d'un pont de $29^m,50$ d'ouverture construit dans le canton de Vaud.

Les deux poutres de tête sont espacées de $5^m,10$ d'axe en axe; ce sont des doubles T en treillis de $2^m,50$ de hauteur, réunis par des pièces de pont que relient elles-mêmes des poutrelles longitudinales; celles-ci supportent des fers Zorès de 20 kilogr. au mètre courant, sur lesquels est construite une chaussée en empierrement.

On s'oppose au voilement des poutres de rive par des montants formés de deux cornières verticales, embrassant un gousset sur lequel s'assemble la pièce de pont.

On remarquera que la semelle haute, travaillant par compression et exposée au flambage, est consolidée par une cornière fixée à l'extrémité de son aile extérieure.

Il va sans dire que l'épaisseur des semelles est variable, et qu'elle diminue depuis le milieu de la poutre jusqu'aux culées; la variation des dimensions du treillis est inverse.

Suivant le poids mort et la charge d'épreuve adoptée, on calculera les épaisseurs des divers éléments de la poutre, comme nous l'avons indiqué dans la partie théorique.

3° **Pont d'Offenbourg en Allemagne.** — La première application importante des poutres en treillis fut faite pour le passage de la Kinzig, à Offenbourg (Bade). Nous empruntons au savant mémoire de M. Couche les figures 1 à 4 de la planche XXII, qui représentent ce bel ouvrage.

Il est à une seule travée de 63 mètres d'ouverture, et le tablier est placé à la partie inférieure des poutres dont la hauteur est de $6^m,30$; on a pu, grâce à cette hauteur constituer une véritable poutre tubulaire à jour, plus élégante que les poutres tubulaires pleines. Le pont est à deux voies, mais on a abandonné, par raison d'économie, le système des tubes séparés ; les deux tubes sont accolés et se touchent par une paroi ou poutre commune. Les deux voies travaillent donc toujours simultanément, dans un rapport plus ou moins grand, et la stabilité de l'ensemble est mieux assurée, le rapport de la base à la hauteur de la section transversale étant augmenté de moitié.

Voici la description donnée par M. Couche :

« Les plates-bandes sont formées de trois feuilles de $0^m,33$ de largeur et de $0^m,015$ d'épaisseur, comprises entre deux paires de fers d'angle : l'une, intérieure, saisissant les bouts des barres du treillis ; l'autre, extérieure, saisissant une nervure ou côte verticale de $0^m,16$ de hauteur et $0^m,015$ d'épaisseur.

Les fers d'angle ont $0^m,14$ de côté et $0^m,020$ d'épaisseur ; le treillis est formé de barres de $0^m,125$ de large, $0^m,021$ d'épaisseur, espacées de $0^m,45$ d'axe en axe. Il équivaut ainsi à une nervure pleine épaisse de $0^m,021 \times \frac{0^m,2025}{0^m,1125} = 11^{mm},7$, tandis qu'en Hanovre, pour une ouverture même très-inférieure à la moitié de celle dont il s'agit ici, on adopte une épaisseur de $12^{mm},15$.

Les barres sont laminées, mais en fer préalablement martelé en paquets.

Le treillis de la poutre intermédiaire est formé de trois systèmes de barres ; les deux extrêmes sont formés d'éléments inclinés dans le même sens, ayant toujours $0^m,125$ de large, mais seulement $16^{mm},50$ d'épaisseur. Les barres du

système intermédiaire qui croisent les deux autres à angle droit, ont $0^m,125$ de large et $0^m,033$ d'épaisseur.

La section des contre-fiches et des tirants excède donc seulement d'un peu plus de la moitié celles des pièces correspondantes des poutres de rive, quoique la poutre intermédiaire ait à supporter, quand deux trains se croisent, une charge double de celle des deux autres. Il paraît qu'on n'a pas voulu établir une trop grande disproportion entre les résistances élastiques des poutres intermédiaire et extrêmes pour éviter une disproportion correspondante entre les flèches, dans le cas, le plus fréquent de beaucoup, où une seule voie est occupée par un train, et où par suite les charges des deux poutres sont égales.

Mais cette considération ne justifie nullement l'identité des dimensions des plates-bandes. Il est évident que celles de la poutre du milieu devraient avoir le même surplus d'équarrissage que les pièces du treillis; ou bien l'équarrissage des plantes-bandes restant constant, la hauteur de la poutre devrait être plus grande. Ce n'est pas, du reste, la seule critique qu'on puisse adresser à la conception d'un ouvrage qui se recommande d'ailleurs par plusieurs dispositions heureuses et une exécution très-soignée.

En somme, le poids de la poutre du milieu excède seulement de 25 p. 100 celui des poutres de rive. La première pèse 200,000 kilogr., et les autres chacune 160,000 kilogr.

On a rivé sur le treillis un double cours de rails (m,m). Il serait difficile d'attribuer à ces pièces un rôle et une utilité bien déterminés.

On a donné aux poutres une flèche de fabrication de $0^m,045$, soit $\frac{1}{1150}$ de l'ouverture.

La rivure du treillis a été faite à froid : les rivets, de $0^m,03$ de diamètre, sont en fer au bois, d'excellente qualité, provenant des usines de l'État, et tournés avec beaucoup de soin. Les feuilles des plates-bandes ont été, au contraire, rivées à chaud, parce que l'influence de la contraction des rivets a semblé l'emporter pour ces assemblages sur les avantages attribués au travail à froid, et qui se réduisent du reste aux garanties plus complètes qu'il présente contre les malfaçons. La position des rivets, exactement normale aux barres, a paru la condition essentielle pour le treillis ; et la rivure à froid a été préférée comme plus propre à la réaliser, parce qu'elle exige une correspondance rigoureuse des trous. Quant aux fers d'angle, ils ne sont pas rivés, mais soudés.

Les traverses ou poutrelles p, p, espacées de $1^m,89$ d'axe en axe, sont formées de rails de rebut, s'appuyant sur la plate-bande de chaque poutre par l'intermédiaire de deux contre-fiches, formées par les prolongements infléchis d'une sous-poutrelle. Celle-ci est formée aussi d'un rail rivé base à base contre la poutrelle; l'une et l'autre sont saisies par deux sabots en fonte, munis d'oreilles sur lesquelles sont boulonnées les longrines de la voie (fig. 4).

Les poutrelles ont, au delà des poutres, une saillie de $1^m,50$ qui supporte, suivant l'usage, un trottoir pour les piétons.

Les poutres sont contreventées : au niveau des poutrelles par un réseau, à très-grandes mailles, de barres plates; et au sommet, par des croix de Saint-André avec traverses.

Les longrines, en chêne bouilli dans l'huile, ont $0^m,14$ sur $0^m,36$. Un plancher en chêne, à claire voie, épais de $0^m,09$ est posé sur les poutrelles.

Les poutres ont leurs extrémités encadrées par des portiques en pierre de taille, de style gothique (fig. 3) et élevés de $8^m,25$. Ces portiques ne manquent

pas d'élégance, mais ils s'harmonisent assez mal avec l'ouvrage en treillis, dont la légèreté n'a pas besoin du contraste d'une construction massive.

Les portées sur les culées ont 4 mètres de longueur ; les extrémités des poutres sont emboîtées de chaque côté par un sabot en fonte, sans rouleaux de friction.

La dépense s'est élevée à 260,000 francs, non compris les culées et la valeur des rails utilisés pour le tablier.

1° Sous une charge de 125,000 kilogr., uniformément répartis sur les deux voies :

Les poutres extrêmes ont fléchi de $0^m,012$.

Celle du milieu, de $0^m,018$.

2° On a posé sur les rails, vers le milieu d'une des voies, des coins en fer de $0^m,03$ d'épaisseur. Chaque essieu d'une machine et de son tender, circulant très-lentement, tombait successivement de cette hauteur.

Les flèches ont été :

Pour les poutres de rive, de $7^{mm},8$ à $8^{mm},1$;

Pour celle du milieu, $6^{mm},9$.

Elles ne diffèrent pas sensiblement de celles ($7^{mm},5$ à $8^{mm},1$ et $5^{mm},4$ à $6^{mm},0$) que produisait la même machine lancée sur la voie, sans aucun obstacle, à la vitesse de 48 kilom. à l'heure.

La faible influence d'un choc exercé dans ces conditions était du reste facile à prévoir. Le centre de gravité de la chaudière ne s'élevait pas sensiblement lorsqu'une des paires de roues gravissait l'obstacle. Les ressorts qui la pressaient se rectifiaient, et la chaudière restait immobile, quand les coins étaient atteints par les roues du milieu : elles s'élevait à un bout, en s'abaissant à l'autre, quand ils étaient déjà atteints par l'une des roues extrêmes. La masse choquante n'était donc en réalité que celle d'une paire de roues : seulement l'excès de pression des ressorts qui se débandaient lui communiquait un surcroît de vitesse équivalant à un certain surcroît de hauteur de chute, et dépendant essentiellement du degré de rigidité des ressorts. Il est facile de s'assurer que le travail mesurant un semblable choc était très-faible, et incapable d'exercer un effet sensible sur un système possédant une masse et une rigidité aussi grandes que celle du pont.

Deux trains formés de chacun trois locomotives avec leurs tenders, pesant en tout 181,500 kilogrammes, étaient lancés en sens contraire sur les deux voies à la vitesse de 48 kilomètres à l'heure, de telle sorte que leurs milieux se rencontrassent au milieu du pont.

Les flèches ont été :

Pour les poutres de rive : $18^{mm},9$ et $19^{mm},8$.

Pour celle du milieu, $29^{mm},1$, soit à très-peu près 50 p. 100 de plus.

L'oscillation horizontale n'a dépassé nulle part $6^{mm},9$, grâce à la solidarité parfaite établie par les contrevents supérieurs et inférieurs et à la roideur latérale qui en résulte.

Les vibrations n'étaient dit-on, pas plus prononcées que sur un remblai.

La flèche de fabrication fixée à $0^m,09$ était réduite après la pose à $0^m,045$, ce qui donne pour l'abaissement relatif au milieu 1/1555 de l'ouverture. »

4. Pont de Maëstricht. — Le pont en treillis jeté sur la Meuse, près Maëstricht, pour le passage de la ligne d'Aix-la-Chapelle, à Hasselt, est formé de six travées, deux de 30 mètres d'ouverture et quatre de $27^m,50$; il est établi suivant une ligne brisée, de sorte que trois des piles ne sont pas parallèles aux autres. Le changement de direction se fait sur une pile culée centrale, à l'aplomb

de laquelle les poutres sont interrompues de manière à constituer deux poutres distinctes.

Le passage est à une voie, et l'écartement des poutres de rive est de 4m,30 d'axe en axe (figures 1 et 2, planche XXIII).

La voie repose sur des pièces de pont espacées de 2m,728 d'axe en axe, et ces pièces de pont sont contreventées longitudinalement par un double T placé en leur milieu et composé d'une âme de 0m,27 de hauteur et de 0m,019 d'épaisseur embrassée par quatre files de cornières ; cette pièce longitudinale repose sur les semelles basses des pièces de pont, comme celles-ci reposent sur les semelles basses des poutres de tête.

Les poutres de tête, de 3m,05 de hauteur comprennent : 1° deux semelles de 0m,27 sur 0m,06 d'épaisseur maxima ; 2° quatre files de cornières rivées aux semelles et embrassant entre elles l'âme en treillis ; 3° un treillis vertical composé avec des fers plats de 0m,08 sur 0m,016, croisés à angle droit et espacés de 0m,322 d'axe en axe.

Sur les piles, le treillis est renforcé par des lames plus larges comme on le voit sur l'élévation partielle de la poutre.

Le contreventement à la partie inférieure est obtenu au moyen de croix de Saint-André en fer plat de 0m,08 sur 0m,012.

On voit que l'assemblage des pièces de pont et des poutres de rive s'obtient au moyen de goussets triangulaires, encadrés par des cornières, et occupant toute la hauteur de la poutre de rive.

Chaque poutre est fixée sur une des piles et libre de se dilater sur les autres où elle est reçue par des rouleaux en fonte, moulée en coquille, lesquels ont 0m,09 de diamètre et 0m,28 de longueur ; ils reposent sur une plaque de fonte de 0m,86 de long, 0m,59 de large et 0m,12 d'épaisseur.

Le poids total du métal est de 578,923 kilogrammes par 193m,50 de longueur, soit 1,678 kilogrammes par mètre de tablier, et le prix de revient est de 1,073 fr. 85 pour la partie métallique seule.

Bien que les poutres soient à trois travées, on les a calculées comme si elles étaient coupées à l'aplomb des piles, et il en est résulté un excès de métal qu'on eût pu éviter.

5. Pont de Kehl sur le Rhin. — En parlant de l'exécution des travaux, nous avons décrit le système de fondation appliqué par MM. les ingénieurs Vuigner et Fleur Saint-Denis, à la construction du pont de Kehl sur le Rhin. Le tablier a été exécuté par les ingénieurs badois, et les figures 5 à 7 de la planche XXII en représentent la coupe transversale et les principaux détails.

Le pont se compose de trois travées fixes de 56 mètres d'ouverture, prolongées du côté de France et du côté d'Allemagne, par deux ponts tournants de 64 mètres de longueur totale.

Le tablier comprend trois poutres en treillis de 6 mètres de hauteur, de sorte qu'il forme deux tubes à jour, ayant une paroi commune, et dans chaque tube passe une voie. MM. Vuigner et Fleur-Saint-Denis, dans leur notice ont donné quelques détails sur la partie métallique :

Le tablier de chaque travée de la partie fixe est supporté par trois poutres en treillis de 6 mètres de hauteur, supportant des entretoises espacées de 1m,18.

La rigidité de l'âme de ces poutres est obtenue au moyen de nervures verticales composées de quatre cornières, qui s'appliquent par couples des deux côtés du treillis.

La distance de ces nervures augmente à partir de chaque pile en allant vers

le milieu de la travée, et leur section correspond en chaque point à l'effort théorique qu'elles ont à supporter.

Toutes les autres parties du pont, telles que les tables et les treillis, ont partout une section uniforme, afin d'éviter la difficulté d'exécution qu'eût entraînée l'emploi de sections différentes.

Dans le calcul des dimensions à donner aux poutres, on a fait abstraction de l'augmentation de résistance qui résulte de leur continuité sur les piles intermédiaires, et l'on a considéré chaque portée des poutres comme reposant librement sur deux points d'appui.

Par contre, on n'a pas eu égard à l'affaiblissement des sections causé par les trous des rivets.

La surcharge a été estimée à 1,700 kilogrammes par mètre courant de poutre de rive, et à 3,400 kilogrammes pour la poutre intermédiaire, ce qui correspond à des trains composés de locomotives. La charge permanente est d'environ 1,300 kilogrammes par chaque mètre de poutre de rive, et 2,600 kilogrammes pour la poutre intermédiaire.

Les pièces du treillis, les nervures verticales et les portions d'âme pleine servant à les relier aux deux tables ne doivent pas entrer dans la valeur du moment d'inertie ; la section résistante se réduit donc pour chaque poutre à deux sections rectangulaires, dont les centres de gravité sont à une distance de $5^m,8$; la surface de l'une de ces sections est d'environ 36,000 millimètres carrés pour chacune des poutres de rive et de 66,000 pour la poutre intermédiaire. Il est donc facile de calculer les moments d'inertie.

Supposant la poutre de rive uniformément chargée de 1,700 + 1,300 kilogrammes par mètre courant, on sait que le moment fléchissant maximum X se produit au milieu de la portée et a pour valeur

$$\frac{1}{2} pl^2 \quad \text{soit} \quad \frac{1}{2} . 3000.\overline{28}^2$$

d'autre part, si on applique la formule simple

$$R = X \frac{h}{2I},$$

dans laquelle il n'y a plus que R d'inconnu, on trouve immédiatement pour cette quantité une valeur de 6 kilogrammes par millimètre carré, limite admise dans la pratique.

La section de la poutre intermédiaire, étant double pour une charge double, travaillera à la même limite.

Le maximum de l'effort transmis au treillis a lieu près des piles ; il est de 18,776 kilogrammes et se répartit sur 10 barres ayant une section de $10 \times 160 \times 15$, ou 24,000 millimètres carrés, de sorte que le treillis travaille au plus à 5 kilogrammes par millimètre carré.

Les trois poutres principales, espacées de $4^m,50$ d'axe en axe, sont réunies, à leur partie inférieure, par des entretoises qui sont fixées soit aux nervures verticales, à l'aide de goussets, soit directement aux tables inférieures par de petites cornières.

A l'extérieur des poutres de rive on a fixé de la même manière des consoles destinées à supporter les trottoirs.

Ces consoles laissent entre elles un intervalle double de celui des entretoises.

Les poutres étant ainsi reliées d'une manière rigide tous les $1^m,18$, on n'a pas jugé nécessaire de leur appliquer un contreventement diagonal.

A la partie supérieure des poutres on a établi des entretoises qui correspondent aux nervures verticales ; elles sont formées de deux cornières renforcées par des contre-fiches et sont réunies entre elles par des croix de Saint-André horizontales en fer plat. Au droit des piles les entretoises sont renforcées par des feuilles de tôle.

Les entretoises servant de pièces de pont, calculées pour porter l'essieu moteur d'une locomotive (12,000 kilogrammes), travaillent à 5 kilogrammes par millimètre carré.

Le prix de revient de la partie métallique fixe s'est élevé à 920,445 francs, y compris 150,000 francs pour les portiques, clochetons et statues.

La manière dont on a calculé les poutres du pont de Kehl peut être soumise à de justes critiques ; puisqu'on supposait dans le calcul toutes les poutres coupées sur les piles, il valait mieux les couper en réalité, car le moment fléchissant maximum d'une poutre à plusieurs travées solidaires peut se trouver précisément à l'aplomb des piles et non au milieu des travées. Cependant, le moment fléchissant maximum de la poutre supposée coupée, sera toujours plus élevé que celui de la poutre supposée libre. Le plus grand inconvénient de cette manière d'opérer est donc d'employer un excès de métal ; il ne paraît pas d'une grande complication d'adopter pour les semelles des poutres un nombre variable de feuilles au lieu d'un nombre constant, et de proportionner en chaque point les sections aux efforts. La même observation s'applique aux barres des treillis : plusieurs modèles de barres ne doivent pas constituer une sujétion bien grave.

On pouvait donc, sans aucun danger, réaliser une certaine économie de métal dans la construction du pont de Kehl. On a sans doute considéré cette économie comme insignifiante pour un ouvrage d'une pareille importance, et l'on a préféré lui donner plus de massiveté, et par suite plus de résistance aux causes de destruction.

6. Pont sur le Rhin à Cologne. — Le pont en treillis construit sur le Rhin à Cologne, et dont la coupe transversale est indiquée par la figure 4 de la planche XXIII, se compose en réalité de deux ponts tubulaires en treillis placés l'un à côté de l'autre et livrant passage, l'un à un chemin de fer à deux voies, l'autre à une route.

En plan, les deux tubes occupent une largeur de $19^m,20$; l'espace libre entre les parois du tube portant le chemin de fer est de $7^m,60$, et entre les parois du tube-route, cet espace est de $8^m,50$, divisé en deux trottoirs de $1^m,75$ et une chaussée de 5 mètres.

Le pont est à quatre travées égales de $98^m,40$ d'ouverture ; les culées et la pile centrale sont surmontées de tours carrées, imitées des anciens châteaux-forts. L'élévation d'une travée de rive (figure 3, planche XXIII), fait saisir nettement cette disposition.

Les piles en maçonnerie ont $6^m,90$ d'épaisseur pour $16^m,70$ de hauteur.

Les poutres en treillis sont simples pour le pont-route et doubles pour le pont-rail, c'est-à-dire que chaque poutre de tête y est formée de deux poutres égales, parallèles, placées à une certaine distance et reliées tous les $1^m,50$ par un treillis transversal ; on constitue ainsi une caisse dont les deux parois verticales sont en treillis et divisées en cellules par des parois treillissées transversales.

Le contreventement à la partie supérieure est obtenu au moyen d'un treillis horizontal.

Ce système, quoique présentant des difficultés et une certaine complication d'assemblages, a été imité notamment en France pour le pont sur le Scorff, à Lorient.

L'exécution du double pont de Cologne a absorbé 5,000 tonnes de métal et 15 millions de francs pour une longueur totale de $415^m,40$.

7. Viaduc de la Vézeronce. — Le viaduc de la Vézeronce, construit pour le passage du chemin de fer de Lyon à Genève, et représenté en élévation et en coupe par les figures 5 et 6 de la planche XXIII, est formé de trois travées en tôle, l'une de 50 mètres et deux de $19^m,60$. Cette division inusitée était commandée par les fondations qu'il fallait asseoir sur le rocher.

Chaque voie est portée par deux poutres, et les deux systèmes accolés sont indépendants l'un de l'autre, sauf à la partie supérieure où les pièces de pont reposent à la fois sur les quatre poutres. L'écartement des poutres extrêmes d'axe en axe est de $6^m,50$, et dans chaque couple l'espacement des poutres d'axe en axe est de 3 mètres.

Leur hauteur est de 4 mètres, et la longueur totale de ces poutres continues est de $96^m,20$. D'une section uniforme et symétrique, elles sont formées de deux semelles horizontales, composées chacune de trois feuilles de tôle de $0^m,015$ d'épaisseur et de $0^m,45$ de largeur; la paroi qui relie ces deux semelles est un treillis à mailles de $1^m,10$ d'écartement normal, formé, pour les tiges travaillant par traction, d'un fer méplat de $0^m,15$ sur $0^m,018$ et, pour les tiges travaillant par compression, de deux fers à T de $\frac{158.100}{12}$; le fer méplat est embrassé entre les quatre files de cornières horizontales qui règnent à l'intérieur des semelles; les fers à T, au contraire, embrassent en haut et en bas les branches verticales de ces cornières, sur lesquelles elles sont rivées, et sont rivées en outre sur les fers méplats à tous leurs points de rencontre. (Voir les figures 7), donnant les détails du treillis.)

En outre, les deux poutres d'une même voie sont reliées par des croix de Saint-André verticales, placées à $5^m,58$ de distance d'axe en axe, et contreventées horizontalement à la partie inférieure par des pièces obliques.

Les traverses horizontales destinées à supporter les longrines, sur lesquelles reposent les rails en Ω, ont une hauteur de $0^m,26$ et sont placées sur la platebande supérieure des poutres, à $0^m,93$ d'axe en axe.

Afin de permettre aux effets de dilatation et de contraction occasionnés par les changements de température de se produire sans danger, chaque poutre repose sur les piles et sur l'une des culées par l'intermédiaire de rouleaux de friction.

Une corniche, surmontée d'un parapet en fonte de 1 mètre de hauteur, forme le complément de la partie métallique du viaduc.

Dans aucune de ces pièces, le fer ne travaillerait à plus de $5^k,65$ par millimètre carré, avec une surcharge accidentelle de 8,000 kilogrammes par mètre courant de travée complète.

Le prix du mètre courant de tablier à double voie est revenu à 3,404 fr. 52; et le mètre superficiel d'élévation, vides et pleins confondus, est revenu à 130 francs environ. (Renseignements extraits du portefeuille de l'École des ponts et chaussées.)

9. Pont d'Argenteuil. — Le pont d'Argenteuil, représenté par les figures de la planche XXIV, livre passage à la double voie du chemin de fer de Paris à Dieppe par Pontoise. Il comprend trois travées de 40 mètres d'ouver-

ture et deux travées de 30 mètres, et la longueur totale du tablier est de 198 mètres.

Nous ne reviendrons pas sur les fondations tubulaires dont nous avons donné tous les détails dans le *Traité de l'exécution des travaux*, et nous ne nous occuperons que du tablier.

Ce tablier est formé de deux poutres en treillis de 3m,40 de hauteur, espacées de 8m,80 et réunies par des pièces de pont horizontales et contreventées par un système de croisillons en fer placés à la partie inférieure.

Ce tablier est supporté par deux culées en maçonnerie et par quatre piles en fonte remplies de béton.

Les poutres sont en forme de double T et composées de la manière suivante :

1° Deux plates-bandes horizontales, haute et basse, formées chacune de deux feuilles de tôle de 0m,012 rivées ensemble. Celles du haut sont consolidées par un double rang de cornières extérieures. Les unes et les autres au droit des piles sont renforcées par l'addition de trois épaisseurs de tôle de 0m,012.

2° Une âme, composée elle-même de trois parties principales; deux plates-bandes, fixées aux semelles par des cornières, et des croisillons formés de fers méplats de 0m,160 de largeur et dont l'épaisseur varie entre 0m,016 et 0m,022, suivant leurs distances aux points d'appui. Au droit des piles et culées, cette âme est pleine.

3° Des montants espacés de 2m,90 et placés au droit des pièces de pont. Ils embrassent les croisillons au moyen de deux paires de cornières.

Le tablier proprement dit comprend :

1° Les pièces de pont en forme de double T de 0m,85 de hauteur;

2° Les longrines placées au-dessous des rails, assemblées avec les pièces de pont au moyen de cornières et de goussets;

3° Les traversines partageant avec les pièces précédentes le fardeau du plancher qui repose sur elles par l'intermédiaire de fourrures en bois;

4° Les fers méplats et les fers à T formant un système général de contreventement dans le plan horizontal inférieur du tablier.

Ces différentes pièces sont réunies entre elles, à leur point de rencontre, par des plaques octogones rivées.

Toutes les parties de ce tablier ont été calculées de manière que, nulle part, le fer ne travaille à plus de 6 kilogrammes par millimètre carré de section sous l'influence de la surcharge dans les différentes positions qu'elle peut occuper. Dans ces calculs, on a supposé exceptionnellement une surcharge de 4,500 kilogrammes par mètre courant de voie, soit 9,000 kilogrammes par mètre courant de tablier.

Le poids du tablier en fer est de 799,200 kilogrammes, soit 4,036 kilogrammes par mètre courant, et il est distribué de la manière suivante entre les principales parties du tablier :

2	poutres de rive, ensemble.	402,519	kilog.
73	pièces de pont.	225,209	—
296	longerons.	83,237	—
	Contreventements.	29,842	—
3280	boulons d'attache du plancher.	2,894	—

Le cube des bois du plancher est de 198 mètres. Ce plancher, la oiee et le ballast pèsent ensemble 2,000 kilogrammes par mètre courant; on a donc

admis, dans les calculs, 6,000 kilogrammes pour le poids permanent par mètre courant de tablier et 15,000 kilogrammes pour le poids avec surcharge.

Le plus grand moment de rupture sur les appuis a été trouvé de 2,321,411 kilogrammètres sur la deuxième ou la troisième pile quand les deux travées adjacentes sont seules chargées. Le plus grand moment de rupture sur les travées est de 1,441,866 kilogrammètres au milieu de la deuxième ou de la quatrième travée seule chargée. Le plus grand effort tranchant est 324,527 kilogrammes sur la deuxième ou la troisième pile, quand les deux travées adjacentes sont seules chargées.

Le tablier porte sur ses appuis par l'intermédiaire de rouleaux et de coins de calage. L'ensemble de ces appareils forme un chariot composé des parties suivantes :

1° Une plaque de roulement inférieure en fonte scellée sur la maçonnerie de pierre de taille;

2° Dix rouleaux en fonte tournée de $0^m,15$ de diamètre; les tourillons engagés dans des barres parallèles les maintiennent à une distance constante;

3° Cinq plaques de roulement et de calage, portant chacune sur deux rouleaux, présentant intérieurement un plan incliné sur lequel se meut le coin;

4° Cinq coins de calage;

5° Cinq plaques supérieures de calage, munies en dessous, aux quatre angles, de saillies qui les empêchent de se déplacer horizontalement quand on manœuvre les coins; le tablier repose sur leur face supérieure.

Ces chariots sont supprimés sur la deuxième pile, qui est par conséquent le point de départ des allongements et raccourcissements du tablier.

Le tablier a été éprouvé les 25, 26 et 29 juin 1863. Les épreuves statiques ont été faites, pour plus de rapidité, avec des machines à marchandises dont le poids était réglé de telle façon que, mises bout à bout à la suite l'une de l'autre en nombre suffisant, elles donnaient la charge réglementaire de 4,000 kilogrammes par mètre courant de voie.

On a ainsi chargé successivement chaque travée, d'abord sur une voie, puis sur les deux ensemble; les charges ont été laissées pendant deux heures après que les flèches avaient cessé de croître. Voici les principaux résultats constatés :

Flèche maxima quand une seule voie était chargée, 21 millimètres dans la deuxième travée;

Flèche maxima quand les deux voies étaient chargées, 27 millimètres dans la deuxième travée.

Toutes les flèches ont disparu aussitôt après le déchargement, c'est-à-dire après le départ des machines, et aucune n'a persisté.

Le chargement général du viaduc a eu lieu au moyen de deux trains composés chacun de vingt-quatre wagons chargés de ballast et attelés de deux machines avec tender. Ce chargement ne répondait guère qu'à une surcharge moitié de celle réglementaire; mais il représentait le plus grand effort que peut avoir à supporter le viaduc pendant l'exploitation, à savoir le stationnement simultané de deux trains de marchandises couvrant toute la longueur du viaduc. La plus grande flèche a été de 8 millimètres dans les travées de rive qui portaient les machines, et de 6 millimètres dans les travées intermédiaires qui ne portaient que des wagons. Les flèches ont encore complétement disparu aussitôt après le départ de la surcharge.

Les épreuves roulantes ont été faites :

1° A la vitesse de 35 kilomètres à l'heure, au moyen de deux trains composés chacun de deux machines pesant chacune, avec leur tender, 53 tonnes, et remorquant six wagons, pesant chacun 14 tonnes avec leur chargement;

2° A la vitesse de 54 kilomètres à l'heure, au moyen de deux trains composés chacun de deux machines, pesant ensemble 73 tonnes et remorquant six wagons pesant chacun 7 tonnes avec leur chargement.

Les trains ont marché d'abord sur chaque voie isolément, puis sur les deux voies dans le même sens, puis sur les deux voies en sens contraire, de manière à se rencontrer sur la travée du milieu.

RÉSULTATS

VITESSE DE 35 KILOMÈTRES

Flèche maxima.. . { 12 millimètres quand une seule voie était chargée.
17 millimètres quand les deux voies étaient chargées en même temps et la marche dans le même sens.
12 millimètres quand les deux voies étaient chargées ensemble et la marche en sens opposé.

VITESSE DE 54 KILOMÈTRES

Flèche maxima. . { 17 millimètres pour la marche dans le même sens et sur les deux voies ensemble.
13 millimètres pour la marche en sens opposé sur les deux voies ensemble.

Ces flèches ont toujours disparu aussitôt après le passage des trains.

Ajoutons, d'ailleurs, que pendant toutes ces épreuves, ni les culées, ni les piles n'ont éprouvé le plus léger tassement.

DÉPENSES

LES PRINCIPAUX PRIX DES OUVRAGES ÉTAIENT :

Fonçage d'un mètre courant de colonne compté à partir de l'étiage.. . .	700.00
Coulage de béton à l'air comprimé (fournit. non comprise), le mètre cube.	15.00
Coulage de béton sans air comprimé, le mètre cube..	3.50
Fonte pour anneaux et chapitaux mis en place, y compris deux couches de minium, le kilog.	0.31
Fonte pour chariots de roulement et appareils de frictions rabotée et ajustée, mise en place.	0.60
Fer pour boulons d'assemblage.	0.90
Fer et tôle pour le tablier mis en place, y compris deux couches de minium, le kilogramme..	0.545
Bois de chêne pour le plancher mis en place, le mètre cube..	145.00
Ciment de Portland pour béton, le kilogramme	0.085
Béton de ciment de Portland, fourniture et fabrication seulement, mais coulage non compris :	
1° Dans la chambre de travail.	33.10
2° Dans le reste de la colonne..	30.15
La dépense totale de la construction du viaduc a été d'environ.	1.300.000 fr.

Ce qui donne une dépense de :

1° 6.435 fr. par mètre courant de viaduc ;

2° 375 fr. par mètre carré d'élévation au-dessus de l'étiage, fondations non comprises.

9. **Pont de Mezzana-Corti, sur le Pô.** — Le pont de Mezzana-Corti, construit par M. Gouin sur le Pô, pour le passage de la ligne de Voghera à Pavie, et représenté en coupe transversale par les figures 1 de la planche XXVII, est une poutre tubulaire à treillis de 763^m,05 de longueur totale, qui se décompose comme il suit :

10 travées de 72^m,50.	725.00 mètres.
8 piles ordinaires de 3^m,60 de large. . . .	28.80 —
1 pile centrale de 4^m,60.	4.60 —
2 portées de 2^m,325 sur les culées.	4.65 —
Total égal. . . .	763,05 mètres.

La double voie ferrée, placée à la partie basse du tube, est posée sur des longrines, posées elles-mêmes sur des longerons en double T, qui s'assemblent avec des pièces de pont, aussi en double T, espacées de 3 mètres d'axe en axe; ces pièces de pont sont rivées sur les semelles basses des poutres de rive et sont consolidées, à la partie inférieure, par des fers à simple T formant croix de Saint-André.

A chaque pièce de pont correspond, au sommet des poutres de rive, une poutre transversale, et ces poutres transversales reçoivent le tablier en bois d'une chaussée ordinaire pour les voitures; cette chaussée, de 7^m,10 de large, est flanquée de deux trottoirs de 1^m,20. On a donc deux ponts superposés au lieu de deux ponts accolés, comme on l'a fait quelquefois.

Les poutres de rive sont doubles, c'est-à-dire qu'elles forment de hauts caissons dont les parois verticales en treillis sont espacées de 0^m,60 d'axe en axe : les semelles en feuilles de tôle ont 1^m,20 de large, elles sont réunies par des files horizontales de cornières à deux tôles verticales pleines de 0^m,60 de hauteur, et l'intervalle de 6^m,30, qui reste entre ces deux tôles, est occupé par le treillis.

La hauteur maxima des poutres de rive est de 7^m,50.

Aux pièces de pont correspondent, dans les caissons de rive, des parois verticales en treillis qui divisent en cellules le caisson de rive et s'opposent au voilement de ses parois.

En réalité, le tablier est coupé sur la pile centrale, de sorte que la longueur totale est franchie au moyen de deux poutres égales, comprenant chacune cinq travées solidaires.

Le poids total du fer employé à la confection du tablier est de 5,280,900 kilogrammes, et celui de la fonte 235,400 kilogrammes, soit 7,230 kilogrammes de métal par mètre courant.

10. **Pont de Bordeaux.** — Le pont de Bordeaux est décrit avec ses moindres détails dans le remarquable *Traité des ponts métalliques* de M. l'ingénieur Paul Regnauld.

Nous ne pouvons en donner ici qu'un aperçu général :

Établi sur des fondations tubulaires profondément descendues dans le lit sableux de la Garonne, il se compose de :

5 travées de 77^m,06 d'axe en axe des piles, plus 2 travées de rive de 57^m,36,

Ce qui porte sa longueur totale à 500 mètres, et même à 629^m,11 avec le viaduc de Paludate qui lui fait immédiatement suite.

Nous empruntons au Mémoire de M. l'ingénieur Paul Regnauld les figures 1 et 2 de la planche XXV représentant la coupe en travers et l'élévation partielle de la poutre métallique.

C'est une poutre tubulaire avec parois à jour; les deux parois verticales sont des poutres en treillis.

Chacune de ces poutres en treillis, dit M. Regnauld, équivaut à un coffre de 56 centimètres de largeur. Elle présente une résistance considérable dans les deux sens. Elle est formée de croix de Saint-André en pièces double T de 17,000 à 24,000 millimètres carré de section, encadrées par des montants verticaux de 14,800 millimètres carrés, lesquels sont destinés à recevoir les pièces de pont et à former avec ces pièces et le contreventement supérieur des cadres d'une rigidité complète.

L'ensemble des croisillons et des montants verticaux est réuni haut et bas par des moises doubles formées de tôles de 850 millimètres de hauteur et de 12 millimètres d'épaisseur, attachées elles-mêmes par des doubles cornières sur les tôles horizontales inférieures et supérieures.

Les pièces de ponts sont des doubles T, avec une âme pleine de 0,01, quatre cornières de $\frac{100.100}{10}$ et une semelle inférieure de 350 millimètres de largeur qui ne règne que sur trois mètres à la partie médiane. A chaque montant correspond une pièce de pont qui s'assemble par gousset et cornière avec la tôle verticale et le montant de la poutre de rive.

Des longerons placés sous chaque rail relient entre elles les pièces de pont.

Le contreventement supérieur se compose de poutres en double T assemblées par gousset et cornières au droit des montants des poutres de rive; les pièces de ponts forment elles-mêmes le contreventement inférieur et sont reliées par un simple fer plat de $\frac{180}{10}$.

A l'aplomb des piles, toutes les âmes sont pleines, les montants et les contreventements sont doublés.

A la partie inférieure de la poutre d'aval, on a rivé en porte à faux, des consoles de $2^m,00$ de saillie, fixées en face de chacun des montants verticaux de la poutre de rive et supportant un tablier en bois, de manière à constituer une passerelle pour piétons (fig. 3).

Chaque console dont la section est un double T comprenant une âme pleine et deux cornières, a un profil triangulaire d'égale résistance et s'assemble à son extrémité supérieure sur l'âme d'un double T longitudinal sur lequel on boulonne un garde-corps en fonte. Le calcul des dimensions à donner aux pièces de la console est bien facile : il suffit de considérer cette console comme un solide libre à un bout et encastré à l'autre dans la poutre de rive, et d'appliquer à ce solide une surcharge de 400 kilogrammes par mètre carré de la partie du tablier qui lui revient.

Les épreuves ont été exécutées conformément aux prescriptions de la circulaire du 26 février 1858; sans entrer dans le détail de ces épreuves, que l'on trouvera dans le mémoire de M. Regnauld, nous nous contenterons de reproduire son résumé :

« Le pont de Bordeaux a subi toutes les épreuves prescrites, sans que son élasticité en ait été altérée; sous le poids mort, couvrant toutes les voies, les travées extrêmes, dont l'ouverture est de $57^m,56$, ont pris une flèche de 17 millimètres,

et les travées intermédiaires, dont l'ouverture est de 77^m,06, une flèche de 22 millimètres.

Dans les épreuves par travées isolées, la flèche a été, pour les premières, de 24 millimètres au maximum, et pour les autres de 34 à 42 millimètres.

Sous le poids roulant, les flèches ont été de 15 à 20 millimètres pour les travées extrêmes et intermédiaires respectivement, au passage d'un seul convoi. Ellesse sont élevées à 22 et 31 millimètres au passage simultané de deux convois.

Ces deux résultats paraissent très-satisfaisants si on les compare à ceux obtenus sur les ponts que nous avons construits sur la ligne de Cette.

Ainsi, au pont d'Aiguillon, sur le Lot, où il y a quatre poutres et dont les travées extrêmes ont 44 mètres d'ouverture et l'intermédiaire 68 mètres seulement, la flèche prise par celle-ci a été de 21 millimètres sous la charge (poids mort), le pont étant entièrement couvert, et de 32 millimètres lorsque seule elle a été chargée. Au poids roulant, la flèche maximum a atteint 33 millimètres. Ce sont à peu près les mêmes chiffres qu'à Bordeaux bien que la portée fût moins grande.

Au pont de Langon, sur la Garonne, où les travées ont 67 et 77 mètres d'ouverture, l'abaissement pris par le tablier sous la charge morte a été de 55 millimètres lorsqu'elle couvrait tout le pont, et de 50 à 56 millimètres lorsque les travées étaient chargées isolément. Sous le poids roulant, les flèches ont été de 33 millimètres pour les travées extrêmes et de 44 millimètres pour les intermédiaires, au passage de deux convois de front.

Le tablier métallique du pont de Bordeaux a coûté 1,950,145 francs, pour 505^m,694 de longueur, soit une somme de 3,856 fr. 36 par mètre courant de double voie. Le poids total est de 2,948,945 kilogrammes, soit 5,832 kilog. par mètre courant.

11. Pont de Dirschau. Le pont de Dirschau construit par la Prusse sur la Vistule a une longueur de 820^m,75 et se compose de six travées de 128^m,65 d'ouverture. On voit que ce sont des portées comparables à celles du pont de Britannia.

Cet ouvrage est représenté en coupe transversale par la figure 2 de la planche XXVII; il ne donne passage qu'à une voie ferrée et la largeur entre les axes des poutres de rive est de 6^m,559. Ces poutres de rive ont une hauteur totale de 11^m,69; elles sont formées d'une âme en treillis à petites mailles de 8^m,48 de hauteur, terminée par des semelles haute et basse, composées avec des feuilles de tôle horizontales et verticales et avec des files horizontales de cornières. Chaque semelle est elle-même comme une sorte de poutre de forme particulière dont la coupe fait saisir la disposition.

Entre les deux feuilles horizontales, espacées de 1^m,32 qui constituent la semelle basse, sont logées les pièces de ponts, treillis ordinaire de 7^m,888 de longueur; ces pièces de pont font saillie en dehors des poutres de rive et supportent en encorbellement des passerelles de 1^m,23 de large destinées aux piétons.

Le contreventement supérieur est formé de fers plats et de cornières qui se rivent les uns aux autres à leurs points de rencontre, et qui sont moisés horizontalement.

Le pont de Dirschau livre passage aux véhicules ordinaires dans l'intervalle du passage des trains.

3° POUTRES DROITES A SUPPORTS MÉTALLIQUES

1. Viaducs sur le Levent et le Kent. Les viaducs de Levent et de Kent ont été établis pour le passage de la ligne ferrée d'Ulverstone à Lancastre à travers la

baie de Morecombe. C'est une baie où le jeu des marées a accumulé le sable sur une hauteur considérable ; on ne pouvait songer à établir des piles en maçonnerie et on eut recours à des palées métalliques espacées de 9m,15 d'axe en axe. Ces palées supportent deux poutres longitudinales à l'aplomb desquelles on trouve les rails de la simple voie, et deux poutres de rive beaucoup plus légères.

Chaque palée est formée de cinq pieux creux en fonte de 2m,25 de diamètre extérieur et de 18 millimètres d'épaisseur.

Chaque pieu est muni à sa base d'un disque horizontal de 0m,63 de diamètre, portant six nervures verticales inférieures qui s'enfoncent dans le sable. Au centre du disque débouche un tube vertical en fer par lequel on fait arriver un violent jet d'eau comprimée ; celle-ci désagrége le sable et le force à remonter entre les bords du disqne, qui descend peu à peu et s'enfonce dans le sable. On s'est arrêté à un enfoncement moyen de 6 mètres. Les pieux, composés avec des morceaux d'environ 3 mètres de longueur, sont réunis entre eux par des contreventements et des moises.

Ce mode curieux de fondation dans le sable par l'emploi de l'eau comprimée, qui entraîne le sable et laisse descendre à sa place, soit un tube, soit un caisson, a dans ces derniers temps été appliqué sur une très-vaste échelle aux fondations du pont de Saint-Louis sur le Mississipi. (Malézieux, mission en Amérique.)

2. Viaduc de Paludate, à Bordeaux. — Comme nous l'avons dit plus haut, le viaduc de Paludate fait suite au grand pont de Bordeaux; il est sur la rive gauche de la Garonne, immédiatement avant la gare Saint-Jean.

M. l'ingénieur Paul Regnauld l'a décrit avec le plus grand soin dans un mémoire inséré aux *Annales des ponts et chaussées de* 1869. Les figures 4 et 5, pl. XXV, donnant l'élévation et la coupe en travers de cet ouvrage sont extraites de ce mémoire.

Le tablier est composé de six poutres longitudinales, savoir:

Deux poutres de rive supportant simplement le garde-corps et le plancher;

Quatre poutres principales placées chacune à l'aplomb d'un rail.

La largeur entre les garde-corps est de 8m,18 et la longueur totale du tablier 129m,11.

Les travées sont d'ouverture variable à cause des diverses voies dont il fallait ménager le passage en dessous, mais quinze de ces travées sur dix-neuf ont 7m,20 d'ouverture.

Les poutres longitudinales du tablier sont des double T, formés d'une âme pleine, de deux semelles et de quatre cornières, contreventées par des entretoises en fer à simple T et par des diagonales en fer plat.

Le tablier est reçu à l'aplomb de chaque palée par une poutre ou sommier transversal couronnant les cinq pieux de la palée.

Pour constituer ces pieux, on a renoncé à la fonte comme n'offrant pas assez de garantie, et on a eu recours à deux rails Barlow accolés par leur base et rivés l'un à l'autre avec deux petites fourrures en fer plat. Ces supports reposent sur une fondation en maçonnerie et sont ornés à leur base d'un socle en fonte.

Les supports de rive portent en outre un chapiteau également en fonte.

On remarquera que chaque voie est à cheval sur un poteau ; cette disposition a pour but de conserver aux poutres sous rails et par suite à la voie une certaine élasticité.

Les fondations de cet ouvrage sont établies sur le sol naturel et la pression transmise est de 0k,71 par centimètre carré, ce qui correspond à peu près à la

pression du terrain enlevé par la fouille, et ce qui est trois fois moindre que la pression transmise ordinairement par un pavé au sol qui le supporte.

Les dés en pierre, recevant la base des colonnes, sont soumis à une charge de $2^k,93$ par centimètre carré.

Le viaduc de Paludate a absorbé 245,027 kilogrammes de fer et 30,278 kilogrammes de fonte, soit 2,133 kilogrammes de métal par mètre courant.

Le tablier continu, d'une longueur d'environ 130 mètres, obéit exactement à la dilatation théorique du fer ; ses extrémités sont libres et l'amplitude maxima de leur mouvement total est de $0^m,08$. Le tablier se comporte, pour ainsi dire, comme une seule pièce ; il entraîne les palées dans ses mouvements.

La partie métallique seule a coûté 1,327 fr. 35 par mètre courant du viaduc.

3. Viaduc Daumesnil. — Le viaduc Daumesnil a été construit par M. l'ingénieur Malézieux pour le passage du chemin de fer de ceinture de Paris, sur l'avenue Daumesnil qui relie la place de la Bastille au bois de Vincennes. Il se compose de poutres droites reposant sur deux culées et sur deux files de colonnes en fonte ; comme on tenait surtout à l'effet architectural et qu'on ne pouvait employer des arcs à cause de leur poussée dangereuse, on fit quelque chose d'analogue aux poutres du pont de Billancourt. Les poutres en tôle, à section de double T, ont leur semelle supérieure horizontale, mais leur semelle inférieure affecte un profil en arc concave vers le sol qui, à l'aplomb des files de colonnes, se raccorde par un arc convexe avec une petite portée horizontale.

On trouvera les détails et les calculs de cet ouvrage élégant dans le mémoire de M. Malézieux, inséré aux *Annales des ponts et chaussées de* 1867. Nous nous contenterons de reproduire ici la courte notice jointe au modèle présenté à l'Exposition de 1867 :

« Le programme prescrivait de placer les culées à l'alignement de l'avenue et de n'avoir que deux points d'appui intermédiaires, sur des colonnes placées en prolongement de deux lignes d'arbres que sépare un intervalle de 17 mètres. Il fallait, de plus, que le viaduc ne masquât pas la vue et ne déparât pas une grande voie fréquentée, à certaines époques de l'année, par la population la plus élégante de Paris. Mais trois circonstances locales rendaient cette condition d'aspect difficile à remplir : la hauteur du passage libre ne pouvait être que très-faible par rapport à sa largeur ; le viaduc devait être placé au point le plus bas de l'avenue, au pied de deux rampes qui aboutissent l'une au bois de Vincennes, l'autre à la place Daumesnil ; enfin, l'avenue et le chemin de fer se coupaient obliquement, sous un angle de 78°56'.

« Deux autres données devaient être prises en considération dans l'établissement d'un pont sur colonnes : la voie de fer présentait une courbe de 1,000 mètres de rayon et une pente de $6^{mm},4$, succédant, presque en cet endroit même, à une pente de $8^{mm},9$. Un palier fut créé au-dessus du niveau du viaduc. Il y eut, par suite, $7^m,37$ de différence de niveau entre le rail intérieur des deux voies et le sol de l'avenue sur l'axe de la chaussée centrale.

« L'idée d'un tablier en poutres de tôle se présentait naturellement. Mais les ponts en poutres droites, même avec treillis, sont généralement lourds et laids, surtout quand la hauteur du passage libre est faible par rapport à sa largeur et par rapport à la hauteur des poutres. D'autre part, de minces colonnes n'eussent pas facilement supporté les poussées produites par des arcs métalliques. On chercha à concilier la simplicité de construction, la solidité, l'économie des poutres droites avec la grâce des poutres en arcs. Dans ce but, on substitua aux poutres droites des poutres profilées inférieurement suivant une série de

courbes et de contre-courbes qui n'en altèrent pas la continuité. Trois arcs de cercle correspondent aux trois travées du viaduc; quatre renflements, dont la concavité est tournée vers le haut, correspondent aux points d'appui des colonnes et des culées.

« Les poutres étant ainsi améliorées dans leur forme générale, on a décoré celles de rive en y appliquant une corniche et des pilastres en fonte. Ces pilastres ont, d'ailleurs, l'avantage d'accuser le mode de construction et de fonctionnement réel des poutres.

« Au lieu d'un garde-corps à lisse continue, on a établi au-dessus des poutres de rive une crête en fonte à jour, d'un dessin très-orné, suffisante pour protéger la circulation des garde-lignes, mais rappelant par sa forme le couronnement des grilles de parc. Au centre figure l'écusson de la ville de Paris.

« Le viaduc se termine par des murs en aile à base circulaire qui l'encadrent et lui donnent une grande unité de dessin. Des grilles semblables à celles du bois de Vincennes prolongent le parement des culées suivant l'alignement de l'avenue.

« Il y a trois poutres et conséquemment six colonnes. Les deux files de colonnes ont été naturellement dirigées parallèlement à l'axe de l'avenue. Par une considération d'aspect et malgré le biais, on a donné la même direction aux pièces de pont. Sur ces pièces de pont s'appliquent des entretoises disposées en triangles, puis quatre longrines en bois de chêne qui supportent des rails à patin du système Vignole.

« Les intervalles de ces longrines et des poutres de rive sont occupés par des plaques de fonte qui recueillent les eaux pluviales et les conduisent aux deux extrémités du viaduc. On a, d'ailleurs, recouvert ces plaques de ballast pour augmenter la stabilité de l'ouvrage, diminuer le bruit et la trépidation.

« On a peint en couleur de bronze à l'huile électro-magnétique les colonnes, le garde-corps et les parties saillantes des poutres de rive.

« Vu d'une certaine distance, le viaduc de l'avenue Daumesnil semble n'être qu'un portique à arcades donnant entrée au bois de Vincennes. »

4. Viaduc de Crumlin. — Le viaduc de Crumlin a été le premier grand exemple des piles en charpente métallique, construites par analogie avec les grandes palées en bois de certains viaducs américains.

Il livre passage au chemin de fer de Newport à Hereford, au-dessus de la vallée encaissée de Crumlin, large de 550 mètres et profonde de 76 mètres. Dans cette vallée descendent une route, un chemin de fer et un canal, et sont établies d'importantes usines; il ne fallait donc l'encombrer ni par un remblai ni par des piles en maçonnerie. Des piles en charpente métallique ont résolu le problème.

Elles supportent des travées de $45^m,75$ d'ouverture, franchies avec quatre poutres dont les âmes sont évidées dans le système triangulaire, dont nous avons étudié la théorie et que nous avons considéré comme le générateur du treillis.

Les piles métalliques sont formées de faisceaux de colonnes creuses, réunies par des entretoises et des tirants en fer. Ces colonnes ne sont pas continues sur toute la hauteur, mais disposées par étages de $5^m,185$; elles ont $0^m,305$ de diamètre extérieur; elles sont creuses et leur épaisseur croissant de la base au sommet est en moyenne de $0^m,025$. Les diverses parties d'une même colonne s'assemblent et se boulonnent au moyen de nervures et les abouts s'appliquent bien exactement l'un sur l'autre. Le pied des colonnes repose par une large base sur un socle en maçonnerie de granite.

Sous chaque poutre et dans sa direction longitudinale on a placé trois colonnes par pile ; de sorte que chaque pile est formée par douze colonnes formant comme trois palées simples parallèles. Pour donner de la stabilité transversale à l'ensemble et pour s'opposer à la poussée des vents, on a placé, en guise d'avant et d'arrière-becs, deux colonnes en contrefiches plus inclinées que les autres, ce qui porte à quatorze le nombre des supports par pile.

A la base, la largeur de la pile est de 6m,405 entre les axes des palées extrêmes et sa longueur de 13m,88 entre les axes des deux colonnes formant contrefiches. Au couronnement sous les poutres, les colonnes occupent un rectangle de 4m,88 sur 7m,32, et cela correspond à une hauteur de 60m,425.

Ce monument, malgré sa hardiesse, produit un médiocre effet en perspective; les diverses colonnes, bien qu'inclinées sur la verticale, ne concourent pas au même point de l'espace, et comme l'observateur les aperçoit presque toujours toutes à la fois, elles ne se trouvent point deux à deux dans le même plan, constituent à l'œil des surfaces gauches d'aspect désagréable et inspirent en outre des craintes sur la stabilité.

5. Viaduc de Fribourg, sur la Sarine. — Ce viaduc, représenté par les figures 1 à 6 de la planche XXVI, a été construit de 1858 à 1860 par l'usine du Creusot. Il est imité du viaduc de Crumlin et présente le même défaut de perspective, en ce sens que les colonnes en fonte ne concourent pas en un même point de l'espace; ce qu'il y a de plus regrettable, c'est qu'il y avait peu de chose à faire pour réaliser cette condition du concours des lignes principales, et pour l'observateur cette faute paraît, mais à tort, être un simple défaut de construction.

Les contrefiches latérales, qui existaient au viaduc de Crumlin et qui étaient destinées à diminuer l'amplitude et le danger des oscillations horizontales imprimées par le vent, ont disparu : M. Nordling pense qu'elles étaient du reste peu efficaces.

Le contreventement des colonnes d'une pile est obtenu à l'intérieur de la pile par des croix de Saint-André; mais, sur toute la paroi extérieure, les cadres entre les colonnes sont remplies par un petit treillis serré, qui nuit beaucoup à la perspective et à la légèreté apparente de l'ouvrage et qui de plus ne présente qu'une médiocre résistance.

Dans le catalogue descriptif des modèles conservés à l'École des ponts et chaussées, M. l'ingénieur en chef Baron a donné la description suivante du viaduc de Fribourg :

« Ce viaduc dessert le chemin de fer de Lausanne à Fribourg et à la frontière bernoise; il comprend sept travées métalliques reposant sur deux culées et six piles, distantes de 48m,80 d'axe en axe et composées d'un corps supérieur en métal reposant sur une partie inférieure en maçonnerie.

Longueur entre le nu des culées				328.84
Longueur totale des poutres				333.72
Largeur entre les garde-corps				7.77
Hauteur des poutres				4.00
PILES	PARTIE MÉTALLIQUE	hauteur au-dessus du socle		44.00
		dimensions au sommet	6.27 sur	4.18
		dimensions à la base	10.00 sur	6.20
	DIMENSIONS DE LA PARTIE EN MAÇONNERIE	hauteur maxima		36.00
		au sommet	11.60 sur	7.80
		au socle	13.20 sur	8.60
		au socle, saillie comprise	14.20 sur	9.60

« Le tablier métallique est constitué par quatre poutres reliées entre elles de façon à former une seule pièce régnant d'une manière continue d'une culée à l'autre. Chaque poutre est composée d'un longeron supérieur et d'un longeron inférieur maintenus à distance par une série de montants verticaux et contreventés par une paroi en treillis. Les longerons, en forme de T, ont une âme de 0m,36 de hauteur, reliée par deux cornières à une table horizontale de 0m,50 de largeur et de 0m,038 d'épaisseur, formée de quatre feuilles de tôle; les montants sont espacés de manière à former neuf rectangles dans chaque travée, dont quatre de 4m,20 auprès des piles, et cinq de 5m,60 dans la partie centrale; le treillis se compose moitié de fers plats résistant à la traction et moitié de fers à côtes résistant à la compression; ils ont 0m,175 de largeur et sont espacés de 1 mètre environ. A l'aplomb des piles, les montants sont distants de 2m,09 et très-notablement renforcés.

« Les poutres sont contreventées :

« 1° Par les pièces de pont ou traversines en fer qui supportent le plancher et les rails et sont espacées de 1m,40 ;

« 2° Par deux entretoises horizontales placées au droit de chaque montant : l'une, à mi-hauteur des poutres, est en fer à côtes; l'autre, inférieure, est en fer à T ;

« 3° Par des croix de Saint-André, en fer, à côtes et à T, placées dans cinq des six rectangles formés par les poutres entretoisées, le rectangle central inférieur ayant été réservé pour servir de passerelle entre les deux rives de la vallée.

« La partie des piles qui est en maçonnerie est en forme de pyramide tronquée, dont les dimensions ont été indiquées : au-dessus du socle, les parements ont un fruit de 0m,05 dans le sens de la longueur et de 0m,025 dans celui de la largeur. Des avant et arrière-becs sont ajoutés à celles qui sont en rivière.

« La partie métallique de chaque pile se compose essentiellement de douze colonnes en fonte de 44 mètres de hauteur reliées, à leur base, par un châssis en fonte de 0m,60 d'épaisseur, appliqué sur la face supérieure de la maçonnerie et à leur sommet par un entablement de 0m,60, emboîtant également leurs extrémités et placé immédiatement sous les poutres. Ces colonnes sont creuses, elles ont 0m,18 et 0m,24 de diamètre et sont armées de quatre nervures en saillie de 0m,08 s'opposant à la flexion et facilitant les contreventements; les trois colonnes correspondant à une même poutre sont distantes de 3m,10 à leur base et de 2m,09 au sommet; ces distances sont de 3m,333 et 2m,09 pour les quatre colonnes placées normalement aux poutres. Leur hauteur totale a été subdivisée en onze tronçons de 3m,89, parfaitement emboîtés et maintenus par des pièces de jonction et fortement contreventés, à chaque étage, par six croix de Saint-André horizontales; des cours analogues de croix de Saint-André remplacées sur les faces apparentes par un treillis en fers plats constituent un puissant contreventement vertical et relient toutes les colonnes entre elles, de la base au sommet.

« Le châssis en fonte est lié à la maconnerie des piles par neuf forts boulons qui pénètrent sur 15 mètres de profondeur, et le pied de chaque colonne y est solidement fixé.

« Le tablier repose sur les piles sans rouleaux de friction, qui n'existent que sur les culées.

« Le levage de toute cette masse métallique a eu lieu sans le secours d'échafaudage aucun; le tablier, complétement monté à terre, a été glissé sur rouleaux d'une rive à l'autre; sa force avait été calculée de manière qu'il pût se

maintenir en porte à faux sur la longueur d'une travée et faire ainsi fonction de pont de service supérieur. Le halage ayant amené l'extrémité du tablier à l'aplomb de la dernière pile, les pièces de la charpente de cette pile ont été successivement descendues à l'aide d'un treuil à double frein, ajustées et mises en place ; cette première pile montée, on a placé à son sommet quatre rouleaux analogues à ceux de la culée, et on a repris le halage de manière à faire parvenir l'extrémité du tablier à l'aplomb de la deuxième pile ; on a continué ainsi de proche en proche.

« Le halage d'une pile à l'autre n'a exigé que six heures de travail de seize hommes pour un parcours de 48^{m},80.

« Il est entré dans la construction de ce viaduc 1,300 tonnes de fonte et 1,850 tonnes de fer, dont 1,200 tonnes pour le tablier et 650 pour les piles.

« La dépense s'est élevée à 2,300,000 francs, soit environ 7,000 francs par mètre courant, 900 francs par mètre superficiel en plan et 115 francs par mètre superficiel en élévation (vides et pleins compris). »

6. Viaducs de Busseau d'Ahun, de la Cère, de la Bouble, etc. — M. l'ingénieur Nordling a construit sur les lignes de Montluçon à Limoges et de Commentry à Gannat six viaducs avec piles métalliques ; ces ouvrages ont été traités avec le plus grand soin et ont reçu le meilleur accueil à l'Exposition universelle de 1867. M. Nordling en a donné la description complète et les calculs dans deux mémoires très-complets publiés aux *Annales des ponts et chaussées* de 1864 et de 1870. Nous ne pouvons que résumer ici les dispositions adoptées.

« Dans les productions les plus légères de l'architecture de pierre, dit M. Nordling, dans les flèches des cathédrales gothiques, les pleins dominent toujours et jamais les vides ne démasquent assez les parties postérieures pour que l'architecte ait songé à les coordonner avec la façade principale ; pour les charpentes métalliques, c'est tout autre chose ! Il n'y a plus de surface, rien que des lignes. Et toutes ces lignes, qu'elles appartiennent à la façade antérieure, ou latérale, ou postérieure, ou même à la structure intérieure apparaissent à la fois ; aucune n'échappe à l'œil, pour peu qu'on choisisse le point de vue. »

Or, on sait que ce qu'il y a plus de choquant en perspective, ce sont les surfaces gauches ; elles transforment un assemblage de lignes en un véritable fourré et elles inspirent des craintes sur la stabilité. Nous avons montré que cet écueil n'avait pas été évité au viaduc de Crumlin, et qu'au viaduc de Fribourg, on ne l'avait évité que partiellement, car les colonnes intérieures de la pile ne convergent pas avec toutes les colonnes du pourtour.

Pour n'avoir pas à craindre le gauchissement en perspective, c'est de faire converger tous les arbalétriers vers un sommet unique, placé naturellement dans l'axe de la pile.

Les parements des socles en maçonnerie doivent eux-mêmes converger vers ce sommet, c'est-à-dire que leur fruit augmente avec leur largeur. L'œil est satisfait de cette disposition et il semble que le fruit soit continu. Au contraire, placez une pile métallique sur un soubassement à parois verticales, ou même à parois parallèles aux faces des piles, il semblera toujours que les colonnes poussent au vide et l'effet sera médiocre en perspective.

Les figures 6 de la planche XXV représentent en élévation générale et en coupe transversale le viaduc construit sur la Creuse à Busseau d'Ahun.

Le tablier se compose de quatre poutres en treillis, espacées de 2^{m},00 d'axe en axe ; celles du milieu sont à l'aplomb du rail intérieur de chaque voie, celles

de rive sont à $0^m,50$ en dehors du rail extérieur. Le treillis est à larges mailles de 2 mètres et chaque sommet d'une maille supporte une poutrelle transversale ou pièce de pont; la voie est posée sur des longrines supportées par des poutrelles longitudinales. Les quatre poutres sont solidaires.

Ces dispositions ont été adoptées : 1° pour multiplier les points d'appui du tablier sur les piles, car deux poutres auraient été plus économiques que quatre ; 2° pour obtenir par la solidarité une répartition égale de la charge sur les piles, afin qu'elles travaillent toujours sur toute leur section.

Les figures 7 à 9 de la planche XXVI donnent à grande échelle la vue transversale et longitudinale ainsi que la coupe horizontale d'une des piles métalliques.

Chaque pile est formée de deux files de quatre colonnes, composées avec des morceaux de $4^m.50$ de hauteur. Ces colonnes ont $0^m,35$ de diamètre extérieur et $0^m,27$ de diamètre intérieur, elles se boulonnent l'une à l'autre par des embases carrées de $0^m,43$ de côté rabotées avec soin et traversées par quatre boulons.

Les cadres horizontaux de contreventement sont un peu au-dessous de chaque assemblage des colonnes : au pourtour, ce cadre est composé avec deux fers à T accolés de $\frac{125,125}{12}$, et les trois carrés ainsi formés ont comme diagonales des tirants dont les bouts sont en fer rond de 40 millimètres, traversant diamétralement les colonnes et terminées à l'extérieur par une partie filetée avec écrou de serrage.

Les cadres verticaux compris entre les colonnes et les cadres horizontaux précédents sont occupés par des croix de Saint-André, formées avec des fers en U de $\frac{100,40}{11}$, lesquels sont rivés sur les fers à T du cadre horizontal.

Une série d'échelles en fer permet de monter dans les piles, d'en visiter toutes les parties et d'arriver jusqu'au tablier, muni au centre de sa partie inférieure d'une passerelle longitudinale de $0^m,90$ de large. Toutes les parties de la construction peuvent donc être instantanément visitées.

Les huit arbalétriers ou colonnes d'une pile de Busseau d'Ahun sont placés à l'aplomb des poutres; donc, ils sont uniformément chargés sous l'influence de la charge et de la surcharge totale. Chaque arbalétrier en fonte porte au plus 91,500 kilogrammes.

Mais, à la Cère où les arbalétriers sont en porte à faux par rapport aux poutres, et même au Busseau lorsque la charge n'est pas égale sur les deux voies, les colonnes se trouvent inégalement chargées. Qu'arrive-t-il? La colonne plus chargée se comprime plus, elle entraîne les cadres de contreventement et les déforme, ceux-ci transmettent aux colonnes voisines l'excès de charge, et le calcul apprend que la pression totale est bien vite répartie entre toutes les colonnes proportionnellement aux sections. Ce sont les croisillons supérieurs qui évidemment sont le plus fatigués.

La pression au sommet des colonnes de Busseau d'Ahun est de $1^k,19$ sans surcharge et de $2^k,55$ avec la surcharge par millimètre carré; la pression à la base est de $1^k,36$ et $2^k,78$. — Au viaduc de la Cère, la pression au sommet d'une colonne va de $0^k,98$ à $1^k,97$ et à la base de $1^k,27$ à $2^k,08$.

Lorsque les travées ne sont chargées que de deux en deux, la travée chargée s'infléchit et soulève sa voisine, de sorte que le tablier, s'il était simplement posé

sur la tête des piles pourrait fort bien ne porter que sur une arête, c'est-à-dire sur une seule des deux files de colonnes qui composent la pile. Il y a là un danger sérieux, qu'on a conjuré à Fribourg en interposant entre le tablier et le sommet de la pile des semelles en bois, c'est-à-dire un corps possédant assez d'élasticité pour répartir les pressions. Mais, ce bois doit s'user rapidement et son remplacement est une grave sujétion.

M. Nordling montre que de deux travées voisines, l'une chargée et l'autre vide, la première prend une flèche de $0^m,035$ et la seconde un bombement de $0^m,0107$, et l'inclinaison du tablier sur les piles est de 0,0015. Les piles ayant environ deux mètres de largeur au sommet, il résulte de cette inclinaison une dénivellation de $0^m,003$ d'un bord à l'autre. Cette dénivellation pourrait être rachetée par un excès de compression d'une des files de colonnes, et cet excès de compression ne serait même que de $0^k,09$ par millimètre carré pour des piles de 30 mètres de haut. Mais, dans l'espèce, la compression d'une des files de colonnes ne peut se produire sans déformer les cadres et la pile elle-même, et par suite sans déterminer dans ces cadres et dans les colonnes des efforts dont il faut déterminer l'intensité pour savoir s'ils sont dangereux ou non.

M. Nordling montre par le calcul que : des arbalétriers qui, dans le cas de la surcharge générale, n'ont à porter que 91,500 kilogrammes doivent subir, si quelques-unes des travées sont déchargées, autrement dit quand les trains viennent à passer, tantôt des compressions de 183,300 kilogrammes, tantôt des tractions de 50,300 kilogrammes et cela non compris les augmentations dues aux vibrations.

C'est pour parer à ce danger sérieux que M. Nordling a eu recours au chapiteau à charnière. « Il nous a semblé, dit-il, qu'une pareille situation exigeait un remède radical et nous avons pris le parti de ne faire reposer chaque ferme du tablier qu'en un seul point placé en porte à faux et au milieu entre les arbalétriers. Ce point d'appui unique forme une espèce de charnière qui permet au tablier de prendre librement ses inclinaisons sans entraîner le moins du monde les piles et en assurant toujours la répartition égale des charges entre chaque paire d'arbalétriers, quelle que soit l'inégalité du chargement des travées. Cette disposition plus nécessaire aux petites piles qu'aux grandes, a été appliquée à toutes indistinctement. »

L'importance du chapiteau à charnière était beaucoup plus grande à Busseau qu'à Fribourg et à la Sitter, car le danger est proportionnel au cube des ouvertures et en raison inverse de la hauteur de pile ; si on le représente par 1 à Busseau, il n'est représenté que par 0,39 à Fribourg et par 0,22 à la Sitter. Les poutres de ce dernier viaduc sont posées directement sur les sommets des piles, aussi celles-ci ont-elles déjà subi des altérations ; à plus forte raison, la même disposition aurait entraîné à Busseau d'Ahun de grandes avaries.

D'après le coefficient de dilatation du fer, on évalue l'amplitude totale d'oscillation d'un tablier métallique, entre la température la plus basse et la température la plus haute, à un demi-millimètre par mètre, et, si le tablier est posé à la température moyenne, ce qui a lieu d'ordinaire, l'amplitude d'oscillation d'un point du tablier situé à une distance *d* du point fixe sera de *d* fois un quart de millimètre. — Plaçant le point immobile au milieu, l'amplitude d'oscillation sur la culée de Busseau d'Ahun sera de $0^m,04$, sur la petite pile de $0^m,03$ et sur la grande pile de $0^m,015$.

Le tablier repose sur les culées par l'intermédiaire d'un chariot à rouleaux de $0^m,10$ de diamètre ; le frottement, c'est-à-dire la poussée horizontale qui s'op-

pose au mouvement de ces rouleaux, étant de $3^k,05$ par tonne de charge verticale, il en résulte une poussée horizontale de 145 kilogrammes par appui, poussée qui s'exerce tantôt dans un sens tantôt dans l'autre. Pour éviter le descellement des pierres, il est donc prudent de maintenir les plaques de roulement par des tirants scellés dans la maçonnerie.

Sur les petites piles, s'il n'y avait pas de rouleaux, le déplacement horizontal de $0^m,03$ produirait une inclinaison des piles sur la verticale et déterminerait des efforts considérables dans leurs éléments; aussi, a-t-on cru devoir placer aussi des rouleaux de friction sur ces petites piles, et, grâce à leur présence, la poussée horizontale au sommet est réduite à 290 kilogrammes.

Sur les grandes piles, on n'a pas jugé les rouleaux nécessaires, la dilatation les incline plus ou moins et détermine sur les colonnes des tractions ou des compressions supplémentaires, qui varient pour la base de 16 à 35 tonnes.

L'effet du vent sur ces grands viaducs peut être considérable, mais il est difficile de trouver exactement l'effort correspondant à un vent de tempête. Fresnel admet une pression maxima de 275 kilogrammes par mètre carré; on sait, en outre, que des wagons vides ont quelquefois été renversés par le vent, et l'effort ne correspondait qu'à 160 kilogrammes par mètre carré. Quelle est encore l'influence d'une surface évidée comme celle des treillis ou des piles? Il est impossible de l'apprécier. Dans ses calculs, M. Nordling admet comme surface exposée au vent la surface pleine totale que présentent les quatre poutres du tablier, ou les quatre files de deux colonnes des piles avec leurs croisillons; cela revient à quadrupler la surface pleine que présente l'élévation de l'ouvrage. Il peut arriver en effet qu'un vent oblique agisse sur toutes les parties à la fois. Pour rester en sécurité absolue, on admet comme exacte la pression de 275 kilogrammes au mètre carré, indiquée par Fresnel.

Appliquant ces données au viaduc de Fribourg, on trouve que l'effort du vent sur une pile est de 141,000 kilogrammes avec un bras de levier de $30^m,8$, ce qui fait à la base un moment de renversement de 4,341,000 kilogrammètres; d'autre part, le poids transmis au milieu de la base d'une pile est de 567,000 kilogrammes et le moment résistant, par rapport au côté de la base situé à 5 mètres du milieu, est de 2,835,000 kilogrammètres, c'est-à-dire inférieur de près d'un tiers au moment de renversement.

L'équilibre s'établit cependant grâce aux tirants verticaux qui descendent profondément dans le soubassement en maçonnerie.

Le calcul montre encore que la colonne d'amont, exposée au vent, supporte avec les hypothèses précédentes une tractiou de 83 tonnes, et la colonne d'aval une compression de 177 tonnes. De ces chiffres, bien que probablement ils soient au-dessus de la vérité, ressort pleinement le danger qui résulte de l'existence de vents violents.

C'est en vue de ces efforts considérables que M. Nordling a vérifié par le calcul la résistance de ses piles et de leurs croisillons. Il trouve en outre que, sous l'action d'un vent de tempête, les grandes piles de Busseau d'Ahun peuvent s'incliner de 2 à 3 centimètres, et les petites piles d'environ un centimètre.

C'est donc l'action du vent qui joue le rôle capital dans la stabilité des piles métalliques.

Pour résister aux efforts de traction qui tendent à soulever les bases des colonnes et à produire des oscillations dangereuses, les colonnes sont maintenues par des amarres en fer forgé de 6 à 10 centimètres de diamètre : ces amarres sont fixées au niveau du socle en fonte par un écrou logé dans le creux de la

colonne, et convenablement serré au moment de la pose; elles pénètrent dans le soubassement et sont clavetées sur des plaques d'amarre logées dans des niches à plusieurs mètres de profondeur dans la maçonnerie ($6^m,50$ pour la grande pile de la Cère). Ces niches sont accessibles par un corridor et l'on peut en tout temps visiter les amarres.

Pour les couronnements des socles, on emploie de la pierre aussi dure que possible.

Les prix de revient ont été établis par M. Nordling et résumés dans les formules empiriques suivantes :

1° Prix de revient du tablier par mètre courant, en raison de la portée (a) des travées d'axe en axe des piles :

$$T = 2700 + 0,90\,(a - 50)(a + 10) \text{ pour tablier à deux voies.}$$
$$T = 1500 + 0,50\,(a - 50)(a + 10) \quad \text{— une voie.}$$

Ces formules appliquées à Busseau d'Ahun et à la Cère, donnent 2,700 francs et 1,500 francs par mètre courant de tablier;

2° Prix de revient de la charpente métallique d'une pile, en raison de la hauteur c de cette charpente métallique :

$$C = 15000 + (c - 2,20)\left(1970 - \frac{1550}{c}\right) \text{ pour viaduc à deux voies.}$$
$$C' = 14000 + (c - 2,20)\left(1690 - \frac{2550}{c}\right) \quad \text{— à une voie.}$$

3° M. Nordling a donné des formules du prix de revient des soubassements en maçonnerie; mais cette quantité nous paraît trop variable pour être susceptible d'être mise en formule;

4° h étant la hauteur totale apparente du rail au-dessus du sol naturel, et (a) l'ouverture d'une travée, on aura la disposition la plus économique lorsque les quantités (a) et (h) seront liées par la relation :

$$a = 30 + 0,36\,h \text{ pour un viaduc à deux voies.}$$
$$\text{et, } a = 30 + 0,45\,h \quad \text{— à une voie.}$$

5° L'ouverture étant déterminée en fonction de la hauteur par les équations précédentes, le prix total A par mètre courant, tout compris, sera donné par les formules :

$$A = 2170 + h\left(46 + \frac{h}{4}\right) \text{ pour le viaduc à deux voies.}$$
$$A = 1350 + h\left(34 + \frac{h}{6}\right) \quad \text{— à une voie.}$$

Dans ces formules on devra prendre pour h la valeur moyenne de la profondeur de la vallée à franchir au-dessous des rails.

6° Pour comparer ce prix de revient avec celui des viaducs en maçonnerie, M. Nordling a mis en formule le prix de revient des viaducs en maçonnerie, et il a trouvé, en désignant par h la hauteur moyenne; que le prix par mètre carré d'élévation s'élevait à :

$$50 + 3h \text{ pour les viaducs à deux voies.}$$
$$30 + 3h \quad \text{— à une voie.}$$

et encore ces formules donnent-elles des nombres inférieurs à la réalité.

Comparant les deux systèmes, on trouve que :

A partir de 28 mètres de hauteur, les viaducs tout en métal sont plus économiques que les viaducs en maçonnerie, lorsqu'il s'agit de deux voies ; pour une seule voie, c'est à partir de 23 mètres que l'économie commence.

Dans la construction des quatre viaducs de la ligne de Commentry à Gannat, on a réalisé divers perfectionnements proposés par M. Nordling :

1° On a supprimé les colonnes intermédiaires et chaque pile est composée de quatre grosses colonnes d'angle ; la charge verticale est concentrée sur ces quatre colonnes, et vient contre-balancer plus efficacement les efforts de traction produits par le vent. Le diamètre des colonnes creuses a été porté à 0m,50 et elles ont été remplies de béton à l'intérieur, ce qui augmente leur masse et s'oppose mieux à la propagation des vibrations. A Busseau d'Ahun, les eaux pluviales pénétraient à l'intérieur des colonnes et les remplissaient ; en janvier 1868, une des colonnes éclata par suite de la congélation de l'eau qu'elle renfermait ; on perça alors des trous à la base de toutes les colonnes et des jets d'eau s'en élancèrent. Le remplissage en béton évite cet inconvénient.

2° La solution des amarres, logées dans le creux des colonnes et dans le soubassement, pour s'opposer aux efforts de renversement du vent, n'est pas satisfaisante et ne saurait inspirer une sécurité absolue. M. Nordling avait proposé d'abord l'emploi de haubans latéraux attachés au sommet des piles, mais ce système ne fut pas adopté, et nous pensons qu'on a eu raison. Alors, il n'y avait plus qu'à recourir aux jambes de force, qui produisent près du sol un empâtement, augmentant considérablement le bras de levier de la résistance au renversement. Pour les hautes piles des viaducs de la Bouble et de la Sioule, on a eu recours à des jambes de force spéciales, se détachant des colonnes angulaires et affectant un profil légèrement courbe (figure 7, planche XXV). Aux viaducs de Bellon et de Neuvial, où les piles ont moins de hauteur, on s'est contenté de recourber les colonnes angulaires à leur partie inférieure, pour augmenter leur empâtement et on les a solidement réunies par des croisillons (figure 8).

3° Comme conséquence de la réduction du nombre des colonnes à quatre, il fallait adopter pour deux voies comme pour une un tablier avec deux poutres de rive seulement. On sait du reste que ce système est, à portée égale, beaucoup plus économique que celui des quatre poutres, car il réalise une économie de métal qui peut aller jusqu'à 40 p. 100.

4° Enfin, une amélioration importante est celle du platelage métallique imperméable aux roues d'une locomotive déraillée.

A Fribourg, on a posé sur le tablier un platelage de 0m,08 recouvert d'une mince couche de ballast, destinée à le protéger contre les incendies ; qu'un déraillement arrive, la machine et le train passeront à travers le tablier et y seront pris comme dans une toile d'araignée ; l'accident aura des suites effrayantes. Au viaduc de la Sitter, le tablier est à jour, sauf quelques planches pour le passage du cantonnier, et le danger d'un déraillement est le même qu'à Fribourg ; il a l'avantage de n'être point dissimulé.

A Busseau d'Ahun et à la Cère, on a constitué le platelage avec des longrines de 0m,15 d'épaisseur, qui ne se briseraient point sous les roues, et on a défendu l'approche des garde-corps par des trottoirs saillants sur la voie, de 0m,75 de large. Une locomotive déraillée se trouve donc guidée par les trottoirs et ne peut se précipiter dans l'abîme.

Mais cette disposition est lourde et dispendieuse, et dans les nouveaux viaducs,

notamment à la Bouble, on a eu recours à un platelage métallique, formé de fers Zorès, ou plutôt de fers à section d'oméga, de 0m,23 de large et de 0m,12 de hauteur, pesant 19 kilogrammes par mètre courant. Ces fers transversaux reposent sur six longerons rivés aux pièces de pont qui, comme nous l'avons dit, sont espacées de deux mètres. On peut même, pour rendre ces fers solidaires, les réunir par un fer égal renversé, placé au-dessous d'eux et rivé aux points de rencontre, plusieurs des fers fléchissent alors solidairement. Ce plancher est imperméable aux roues des locomotives déraillées ; pour empêcher celles-ci de sortir du pont, la semelle des poutres de rive est placée à 0m,138 au-dessus du plancher de la voie, et cette semelle supporte le trottoir qui se trouve en partie en encorbellement, soutenu par une petite console fixée à la poutre de rive.

En 1870, il existait en Europe 23 viaducs à piles métalliques.

« Ces 23 viaducs, dit M. Nordling ne seront certainement pas les derniers. De plus en plus on sera conduit à l'emploi du métal par les accidents croissants des tracés, par le faible produit du trafic et par l'abaissement progressif du prix des constructions métalliques. Nous ne chercherons pas à préciser le cas où le fer méritera la préférence sur la pierre, car la question embrasse trop d'éléments locaux pour comporter une solution générale, et pour les cas particuliers la réponse sera généralement facile. Bornons-nous à dire qu'en France, pour les grandes hauteurs, la maçonnerie ne pourra plus rivaliser avec les charpentes métalliques, puisque le prix de celle-ci se réduit, par mètre superficiel vu, à 55 francs pour les viaducs à une voie et ne semble pas devoir dépasser 80 francs pour ceux à deux voies y compris la dépense des fondations. »

Ainsi, les viaducs à piles métalliques conviennent bien à toutes les lignes secondaires pour lesquelles on cherche à réduire au minimum les frais de premier établissement. Mais, quelle sera la durée de ces viaducs? C'est une question que l'avenir seul peut résoudre. Il semble que pour les lignes importantes, où l'on veut créer des ouvrages d'art d'une grande durée et d'une solidité absolue, les viaducs en maçonnerie présenteront toujours des avantages qu'on n'hésitera pas à s'assurer par un surcroît de dépense première, surcroît dont l'intérêt et l'amortissement peuvent se trouver balancés dans l'avenir par les frais d'entretien des piles et tabliers métalliques.

7. **Viaduc de l'Osse.** — Pour terminer ce qui est relatif aux viaducs à supports métaliques, nous citerons le viaduc de l'Osse, dans lequel les supports se composent de deux tubes creux en fonte, remplis de béton, analogues aux tubes foncés par l'air comprimé.

« Cet ouvrage, construit sur la ligne du chemin de fer d'Agen à Tarbes, sert à franchir la vallée de l'Osse, en alignement droit, mais avec une pente de 0m,25 et à une hauteur variable de 21m,86 à 17m,54 ; il se compose d'un viaduc métallique de sept travées ayant une portée de 38m,40 pour les travées intermédiaires et de 28m,80 pour les travées extrêmes.

La longueur totale est par conséquent de 249m,60.

Le tablier métallique est supporté par deux culées en maçonnerie et par six doubles piles tubulaires en fonte de 1m,70 de diamètre, remplies de béton. Ce massif intérieur leur donne une stabilité et une inertie bien propres à résister à l'action du vent et aux vibrations moléculaires que le mouvement des machines développe dans les poutres.

Ces colonnes sont formées d'anneaux successifs parfaitement boulonnés entre eux, de manière à en faire un cylindre unique qui descend, en s'encastrant à sa base, dans le terrain solide, et qui reçoit à sa partie supérieure le poids de deux

demi-travées contiguës, par l'intermédiaire de plaques de fonte munies de glissières et de rouleaux de friction.

La superstructure métallique de ce viaduc présente la plus grande analogie avec le pont métallique de Bordeaux. L'ouvrage n'en diffère que sous ce rapport capital, qu'il est à une seule voie et que les rails, au lieu de se trouver à la partie inférieure, se trouvent à la partie supérieure.

Avantage des colonnes en fonte. — Le viaduc de l'Osse a son tablier établi en pente de $0^m,25$; il a été étudié de manière à pouvoir servir de type, même dans le cas où la déclivité atteindrait $0^m,31$.

Dans ces conditions, la composante horizontale, due à l'inclinaison du plan des rails, produit sur les piles, au passage des trains, une tendance au déversement qui rend nécessaire l'encastrement des piles, et l'adoption de dispositions de nature à assurer dans celles-ci une égale répartition des pressions.

Les tubes en fonte, dont les anneaux sont fortement boulonnés entre eux, étant remplis de béton forment une colonne qui pénètre dans le terrain solide, aussi profondément qu'il est nécessaire, et qui constitue ainsi une sorte de solide cylindrique encastré par une de ses extrémités.

La section constante est d'ailleurs éminemment propre à résister d'une manière sûre à toute force horizontale, soit qu'elle agisse dans la direction du pont lorsqu'elle provient de l'inclinaison des rails, soit obliquement à l'axe, lorsqu'elle est provoquée par l'action du vent ou par le mouvement de lacet.

Enfin, le béton qui remplit les colonnes leur donne une stabilité et une inertie très-propres à résister à l'action du vent. Si, au lieu d'être ainsi disposées, les piles étaient formées d'arbalétriers métalliques et croisillonnés, leur about, implanté dans une maçonnerie, ne pourrait en assurer l'encastrement que d'une manière très-imparfaite. Ces pièces seraient soumises à un travail considérable et même dangereux, parce que, dans certaines circonstances, tout l'effort pourrait se reporter sur une seule file d'arbalétriers, au lieu de se répartir uniformément sur toutes les files.

Stabilité des piles. — La charge par centimètre carré à la surface supérieure du béton est de $3^k,13$.

Dans l'effort transversal maximum, la fonte travaille à $1^k,32$ par millimètre carré.

Dépense. — Le prix total du viaduc, tel qu'il résulte des comptes terminés et soldés, est de 563,087 francs, c'est-à-dire de $2,255^f,55$ par mètre courant, et de $112^f,79$ par mètre carré d'élévation au-dessus du sol, vides et pleins confondus.

Le prix du mètre courant du tablier, sans piles ni culées, est de $1,431^f,13$.

Enfin, le prix du mètre courant de hauteur de pile métallique est de $1,369^f,45$.

Les ingénieurs qui ont dressé les projets du viaduc de l'Osse et en ont dirigé l'exécution, M. Surell étant directeur de la Compagnie du chemin de fer du Midi, sont :

M. Paul Régnauld, ingénieur des ponts et chaussées, ingénieur en chef de la construction ;

M. Boutillier, ingénieur des ponts et chaussées, ingénieur de la construction.

ROULEAUX DE DILATATION

Rouleaux de dilatation. — Pour laisser libre le jeu de la dilatation, nous avons vu qu'on posait les poutres sur un système de rouleaux surmontant les piles ou culées.

L'amplitude totale d'oscillation d'un tablier, entre la plus haute et la plus basse température, est évaluée, eu égard au coefficient de dilatation du fer, à 1/2 millimètre par mètre courant de tablier ; et, comme la pose se fait d'ordinaire à la température moyenne, il faut compter sur une oscillation de un quart de millimètre par mètre courant.

Un des points du tablier est fixé, c'est ordinairement sur la pile centrale où l'on installe une simple plaque de friction en fonte ; cette fixité d'un point est nécessaire pour éviter le transport horizontal du tablier sous l'influence des poussées.

Sur les autres piles et sur les culées, on installe des chariots de dilatation formés de plusieurs rouleaux réunis par un cadre qui les entoure, et l'amplitude des oscillations en un point situé à une distance d de la section fixe du tablier est égale à d fois un quart de millimètre.

A l'origine, on se servait de rouleaux en fonte à section complète, moulés en coquille et compris entre deux plaques de fonte ; généralement, on interpose une feuille de plomb entre la maçonnerie et la plaque inférieure (voir le pont d'Argenteuil).

Au pont de Lorient, chaque poutre transmettant à une pile une charge ne pouvant dépasser 422,000 kilogrammes, repose sur cette pile par l'intermédiaire de onze rouleaux de $1^{m},17$ de longueur et de $0^{m},15$ de diamètre. La section diamétrale horizontale des onze rouleaux est de 19,305 centimètres carrés, et la pression par centimètre carré de fonte est de 22 kilogrammes.

La plaque de fonte inférieure a une longueur de $2^{m},10$ sur une largeur de $1^{m},25$; il en résulte pour les maçonneries situées directement au-dessous une pression de 16 kilogrammes par centimètre carré, pression qui se répartit bientôt sur une plus grande surface.

L'inconvénient de ces rouleaux complets est qu'ils occupent trop d'espace et que les points d'appui de la poutre sont trop éloignés les uns des autres ; en outre, le roulement est d'autant plus facile que le rayon est plus grand, et on ne peut augmenter le rayon sans augmenter en même temps la distance des points d'appui et le poids des rouleaux. Remarquez enfin que, vu la faible amplitude de l'oscillation, il n'y a jamais qu'une petite zone de la circonférence des rouleaux qui sert au roulement.

Ayant fait ces observations, on a eu l'idée de ne conserver que les secteurs supérieur et inférieur des rouleaux et d'en supprimer les parties latérales, ce qui a conduit à leur donner comme profil à peu près celui d'un rail à double champignon.

La figure 5 de la planche XXVII, représente le système des rouleaux employés à Orival ; ces rouleaux, compris entre deux plaques de fonte, ont $0^{m},295$ de diamètre, bien qu'ils n'occupent horizontalement qu'une faible largeur ; chaque secteur haut et bas se termine par un goujon claveté dans une lame de fer vertical, qui forme le cadre du chariot et réunit tous les rouleaux.

La figure 4 représente le système analogue employé au viaduc de Busseau d'Ahun.

D'ordinaire, on évalue le frottement des rouleaux, c'est-à-dire la poussée horizontale qu'ils transmettent à leur plaque de fonte, à $3^k,5$ par tonne de charge verticale. En réalité, ce frottement est variable avec le diamètre des rouleaux; mais, pour les calculs de la pratique, on peut toujours adopter le nombre précédent.

MISE EN PLACE DES TABLIERS MÉTALLIQUES.

Lorsqu'il est possible d'établir un pont de service en charpente à l'emplacement même et à un niveau un peu inférieur à celui du tablier métallique, on apporte sur place les éléments de celui-ci, réduits à des dimensions assez faibles pour que leur transport n'exige que l'emploi des moyens mécaniques ordinaires; les assemblages et une grande partie de la rivure s'exécutent sur le chantier au moyen de forges et de machines portatives. Le tablier posé sur des coins ou des verrins est ensuite descendu à l'emplacement voulu et l'on opère le règlement des appuis au moyen des plaques en fonte avec cales qui surmontent les rouleaux; si ces plaques ne sont pas munies de cales ou de coins, il faut veiller à ce que les plaques inférieures de support soient posées absolument au même niveau, car on sait qu'une faible dénivellation des appuis peut déterminer dans les poutres des efforts considérables.

Mais, la construction d'un pont de service est bien coûteuse, et l'on peut s'en passer en construisant complétement le tablier sur la rive dans le prolongement même de l'axe du pont et lui communiquant un lent mouvement de progression au moyen de galets ou rouleaux convenablement espacés pour supporter le tablier et sollicités par des treuils.

Pont d'Argenteuil. — Au pont d'Argenteuil, comme au pont d'Orival, ce système a été appliqué par la Compagnie du chemin de fer de l'Ouest. Les semelles des poutres reposent chacune sur une série de galets en fonte, au nombre de deux par travée; la surface cylindrique de ces galets, de $0^m,60$ de diamètre et de $0^m,65$ de longueur, porte des raimures correspondant aux lignes de rivets. Les galets, posés non-seulement sur la rive, mais encore sur une culée et sur les piles, sont indiqués par les lettres (*g*) sur la figure 6 de la planche XXVII.

Le halage s'opère au moyen de quatre plans, dont une poulie est fixée en *p* au tablier et l'autre en *p'* à la culée, et dont les garants sont manœuvrés par quatre treuils, solidement fixés sur le terre-plein en arrière du tablier.

Il y avait à craindre que le tablier, un peu avant d'arriver à l'aplomb d'une pile, ne prît une flèche et n'eût à subir des efforts trop considérables par le fait du porte à faux; pour empêcher la flexion on a placé sur le tablier, à l'aplomb de la dernière pile un échafaudage A dont le sommet est reliée par des haubans d'un côté à la tête du tablier, de l'autre à l'aplomb de la seconde pile. On a voulu en outre diminuer l'amplitude du porte à faux en garnissant la tête du tablier par un bec triangulaire B, très-léger, en charpente, de onze mètres de saillie.

Les redans, que présentent les feuilles de tôle des semelles, auraient gêné au passage des galets; on effectuait facilement ce passage en plaçant en avant du redan un coin ou biseau métallique de $0^m,36$ de longueur.

La vitesse du tablier pendant sa marche régulière était de $8^m,40$ par heure. En tenant compte du temps perdu pour ramener en arrière les palans quand ils étaient arrivés près des moufles fixes, cette vitesse n'était plus que de $1^m,77$ par heure.

Seize hommes suffirent à la manœuvre des treuils; ils développèrent sur le tablier un effort horizontal maximum de 42,000 kilogrammes.

La poussée horizontale résultant du frottement du galet, placé au sommet d'une des deux colonnes composant chaque pile, variait de 1885 à 9720 kilogrammes; les piles, observées attentivement pendant l'opération au moyen de niveaux à bulle d'air, ne se sont pas inclinées d'une manière sensible.

Pont de Kehl. — On devait d'abord monter le tablier sur la rive, puis le rouler sur le pont de service d'amont qui avait reçu à cette intention une force suffisante. Du pont de service, on aurait fait passer la masse entière sur les piles par un déplacement transversal; mais ce passage parut présenter trop de difficultés et les entrepreneurs demandèrent à construire le tablier dans le prolongement de son emplacement définitif, et à le rouler sur des galets, en un mot à exécuter l'opération que nous venons de décrire pour le pont d'Argenteuil. Leur demande fut accueillie favorablement.

Pour obvier au grave inconvénient de l'énorme porte à faux, dans lequel devait se trouver la tête du tablier après avoir dépassé une pile et avant d'avoir atteint la pile suivante, on arma cette tête d'un bec triangulaire en charpente de 22 mètres de longueur, et en outre on constitua pour le tablier des points d'appui intermédiaires en se servant des pieux des échafaudages entourant les piles.

Les trois poutres du tablier reposaient sur quatre files de trois rouleaux; ces rouleaux reposaient par leurs tourillons sur des coussinets en fonte, et leurs tourillons se prolongeaient par un système d'engrenages. On voulut communiquer l'impulsion à tout le système des rouleaux à la fois au moyen d'une locomobile et de transmissions de mouvements; mais, par suite de l'inégalité des frottements sur les divers rouleaux, les efforts transmis à chaque groupe étaient susceptibles de varier beaucoup, la résistance de quelques engrenages fut dépassée et ils se brisèrent.

On remplaça les engrenages et on adopta des manivelles : dix hommes suffirent à chaque groupe de rouleaux, soit quarante hommes en tout. Lorsqu'un des groupes de rouleaux se dégageait à l'arrière du tablier, on le reportait à l'avant, jusqu'à ce qu'on eût atteint la rive du fleuve.

Les quarante ouvriers, exerçant chaçun un effort de 15 kilogrammes, suffirent à mouvoir le tablier pesant 1,200 tonnes.

L'avancement avait été en moyenne de 30 à 40 mètres par jour.

Viaducs de Fribourg et de Busseau-d'Ahun. Nous avons dit comment le viaduc de Fribourg avait été roulé peu à peu à son emplacement, et comment on avait installé à la tête du tablier des treuils qui descendaient à leur emplacement toutes les pièces des piles et évitaient pour la construction de ces piles l'emploi d'échafaudages coûteux.

A Busseau-d'Ahun, on a eu recours au même système, et on eut soin de consolider par des haubans la partie en porte à faux du tablier, ainsi que nous l'avons vu faire au pont d'Argenteuil. Néanmoins, on a constaté pendant le lançage, les abaissements suivants :

0m,002	pour un	porte à faux de	8	mètres.
0m,022	—	—	19	—
0m,022	—	—	40	—
0m,195	—	—	44	—

Des verrins installés sur les piles permettaient de relever le tablier pour le poser sur ses rouleaux.

L'effort horizontal de renversement, exercé par la poussée au sommet des piles, peut inspirer des craintes : aussi à Fribourg avait-on relié les piles les unes aux autres et à la culée par des haubans. A Busseau-d'Ahun, on eut l'idée

ingénieuse d'assurer la stabilité des piles en se servant du câble de lançage lui-même et en prenant ses points d'application, d'une part sur les piles chargées, de l'autre sur le tablier.

Pour la construction des piles, on se servit du tablier lancé en porte à faux comme pont de service; son extrémité est arrêtée à l'aplomb de la pile à construire, dont tous les éléments, arrivant par le tablier même, sont descendus à leur place au moyen d'une grue. Par ce procédé simple, une grande pile pouvait être élevée en cinq jours.

La mise en place d'une arche complète durait 28 jours.

Ponts de Kowno et de Grodno, en Russie. Dans un mémoire des plus intéressants, inséré aux *Annales des ponts et chaussées de* 1864, M. l'ingénieur Cézanne a décrit les principaux travaux d'art de la ligne de Saint-Pétersbourg à Varsovie, construite par des ingénieurs et des entrepreneurs français. Nous résumerons rapidement ce qui, dans ce mémoire, a trait au levage des grands ponts métalliques.

Le pont de Kowno sur le Niemen comprend quatre travées de $78^m,72$ et de $70^m,477$ d'ouverture. Chaque pile est formée de quatre colonnes, foncées à l'air comprimée; les deux colonnes d'amont portent le brise-glaces, les deux d'aval le tablier. Le poids d'une travée est d'environ 500 tonnes.

Les deux travées latérales furent montées sur de légers ponts de service; les deux travées centrales, construites sur la rive, furent glissées sur des pontons, et soulevées par des presses hydrauliques à la hauteur convenable, puis on laissa les pontons descendre au courant en les guidant par des câbles, de manière à amener chaque travée à son emplacement définitif.

Chaque travée est poussée par un glissement horizontal sur une cale prolongée d'une estacade, le tout d'environ 100 mètres de long; cales, estacades et pontons sont en sapin du pays. Les surfaces de glissement étaient graissées avec un mélange d'huile et de suif, et le frottement au départ (77 tonnes), ainsi que le frottement en marche (55 tonnes) devait être vaincu par des vis de rappel à écrou fixe. On reconnut bientôt que deux treuils, d'une force de 20,000 kilogr. chacun étaient suffisants pour entretenir le mouvement.

Les quatre angles de la travée, halée à l'extrémité de l'estacade, étaient soulevés chacun par une presse hydraulique, dont le plongeur avait une course de 810 millimètres. Une course achevée, on soutenait chaque angle par quatre vis formant verrins, on remontait la presse hydraulique dont le plongeur avait été noyé à nouveau et on recommençait une nouvelle course. Seize hommes, travail-vaillant aux pompes, élevaient 500,000 kilogrammes avec une vitesse de $0^m,01$ à la minute; la pression dans les presses atteignait 200 atmosphères, et il était impossible d'aller plus loin, car le liquide suintait à travers les parois de $0^m,12$ d'épaisseur.

Chaque travée, élevée de $5^m,40$ sur l'estacade, reposait en définitive sur des échafaudages surmontant deux pontons de 20^m de large, 21^m de long, et $0^m,93$ de tirant d'eau à pleine charge. Ces pontons étaient d'une grande rigidité, grâce à l'emploi de quatre fermes américaines formant carlingues et solidement contreventées par des croix de Saint-André.

Les deux pontons, solidement amarrés l'un à l'autre, descendaient lentement au courant, maintenus par des câbles que l'on filait avec prudence. Lorsqu'ils étaient arrivés à leur place exacte, on ouvrait quatre valves de fond, l'eau pénétrait dans le ponton, qui s'enfonçait avec sa charge et ne tardait pas à la déposer sur les piles.

L'opération fut effectuée au milieu de péripéties nombreuses et par un froid qui congelait l'eau dans les pompes et qui faisait éclater les cordages ; on dut substituer à l'eau de l'alcool étendu, mélangé de cambouis pour ne pas allumer la convoitise des ouvriers.

M. Cézanne tire de l'exposé des faits que nous venons de résumer, la conclusion suivante :

Le levage exécuté à Kowno est très-compliqué et ne doit être imité que s'il n'est pas possible d'en trouver un plus simple.

Le pont de Grodno, sur le Niemen, est formé de trois travées, deux de $56^m,20$ et une de 69 mètres. Les pièces, expédiées de France, arrivaient par petits bateaux, étaient montées par une locomobile sur le plateau de rive gauche et mises en œuvre. On assembla, dans l'axe de l'ouvrage définitif, les deux poutres de tête avec leurs pièces de pont et leurs contreventements, et le tout fut mis en place par un halage de 300 mètres sur des galets dont la charge verticale totale atteignait 1,200 tonnes.

Les galets de $0^m,32$ de diamètre et de $0^m,54$ de longueur, sont en fer forgé et on a ménagé à leur surface des rainures pour le passage des lignes de rivets ; à leurs tourillons sont fixés les engrenages d'un treuil, formé de trois roues dentées et de trois pignons. Les tourillons reposent sur un palier en fonte ; les deux moitiés du palier sont accolées, réunies par un boulon et reposent sur une embase en fonte ; les plans de contact ne sont pas horizontaux, mais inclinés chacun en sens contraire, de sorte qu'en desserrant le boulon et chassant un coin dans une mortaise ménagée au milieu du plan vertical qui sépare les deux moitiés du palier, ces deux moitiés peuvent s'écarter et descendre chacune sur leur plan incliné de base ; le tourillon et le galet descendent avec elles et le galet se trouve dégagé, la poutre reposant sur des coins ou des étais. Grâce à ce système, on n'a pas besoin de recourir à des verrins pour enlever les galets.

Les galets sont solidement établis sur des grillages en charpente reposant sur des massifs de béton à large empâtement, de façon à éviter autant que possible les tassements.

A terre, le tablier était porté par huit paires de galets, espacées de $31^m,30$. La charge maxima qu'un galet pouvait avoir à porter était de 140 tonnes.

La vitesse du halage, effectué par 70 hommes, n'a pas dépassé quatre à cinq mètres par heure.

M. Cézanne conclut ainsi qu'il suit au sujet des lançages de tablier effectués par la méthode que nous venons de résumer :

« Le halage des tabliers offre peu de chances d'accidents ; il permet de monter les fermes sur le terrain solide avec une rigueur que les échafaudages ne comportent pas ; il n'exige que des appareils simples, faciles à transporter d'un chantier à un autre, et procure par la suppression des points d'appui intermédiaires, une grande économie d'échafaudages ; il tend à se généraliser sur tous les chantiers où la disposition des lieux en permet l'application. »

COMPARAISON ENTRE LES POUTRES A AME PLEINE ET LES POUTRES EN TREILLIS.

Lorsque le développement des chemins de fer donna l'essor aux ponts métalliques après avoir montré l'insuffisance des ponts en bois, les poutres à parois pleines furent considérées comme les meilleures et comme permettant seules de franchir de grandes portées.

Nous avons vu comment Stephenson construisit ses deux magnifiques ponts de Britannia et de Conway, qui ont absorbé une masse énorme de fer et qui ont inauguré le système tubulaire. Non-seulement les parois verticales, mais les parois horizontales elles-mêmes sont pleines; il est vrai qu'elles ne jouent pas le rôle d'un simple contreventement, mais qu'elles travaillent comme les semelles d'une poutre à double T.

La théorie des poutres à treillis, et les formules que nous avons données pour calculer les dimensions de leurs éléments, nous enseignent que, toutes choses égales d'ailleurs, le treillis exige plus de matière que l'âme pleine. Il est donc moins économique.

Malheureusement, la théorie néglige bien des points d'une grande importance, notamment la solidarité établie par la rivure entre les diverses mailles d'un même treillis, et il est évidemment contraire à la réalité de considérer le treillis comme un système articulé.

De cette remarque résulte ce fait que les déductions théoriques peuvent fort bien se trouver infirmées par la pratique. C'est ce que paraissent prouver des expériences récentes, exécutées par la Compagnie du chemin de fer d'Orléans, expériences que nous examinerons ci-après.

Les poutres à âme pleine ont pour elles une fabrication plus facile, mais elles demandent à être consolidées énergiquement, parce que l'âme, à égalité de matière, est plus exposée à se voiler si cette matière est répartie sur une mince épaisseur continue que si elle est condensée en quelques barres de forte épaisseur.

Mais les poutres à âme pleine sont fort disgracieuses dès qu'elles atteignent une certaine hauteur; au contraire, les poutres en treillis conservent, même pour les grandes portées, une légèreté qui convient bien à des constructions métalliques.

Aussi, la poutre en treillis jouit-elle aujourd'hui de la faveur générale et l'âme pleine est réservée aux petites portées ou, tout au plus, aux portées moyennes.

Expériences au Hanovre. Les ingénieurs du Hanovre, pays où la maçonnerie est très-chère, se sont les premiers lancés dans la construction des ponts métalliques. Dans son Mémoire de 1854, M. Couche rend compte des expériences comparatives faites sur l'âme pleine et sur le treillis.

On a fait construire dans chaque système une travée d'épreuve de $3^m,28$ de longueur et de $0^m,327$ de hauteur. Le treillis, en barres plates de $0^m,01$ sur $0^m,002$, présentait des mailles de $0^m,027$; il équivalait à une feuille de tôle continue de $0^m,001$; c'est, en effet, avec cette tôle que l'on constitua l'âme pleine. Les semelles des deux systèmes étaient identiques.

Le pont en treillis se rompit au bout de cinq minutes, sous une charge uniformément répartie de 6,918 kilogrammes, après avoir pris une flèche de $10^{mm},11$; le pont à âme pleine prit une flèche de 6 millimètres sous une charge uniformément répartie de 6,591 kilogrammes et ne se rompit que sous une charge de 12,329 kilogrammes.

Ainsi, la charge de rupture avait doublé dans le second cas, et, à charge égale, la flèche était moitié moindre.

La poutre pleine se rompit en son milieu, la semelle inférieure se déchirant et la semelle supérieure s'écrasant; mais, dans la poutre en treillis, la partie médiane resta intacte, et elle périt par rupture près des culées; certaines barres du treillis furent ployées sous la compression, les autres rompues par déchirement et les rivets qui reliaient ces barres aux cornières furent arrachés.

La conclusion était, tirée de ces expériences par les ingénieurs du Hanovre, com

plétement fausse. Les expériences ne prouvent pas que la poutre à âme pleine est préférable à la poutre en treillis, elles prouvent simplement que le treillis était mal combiné, trop fort à la partie médiane de la poutre, trop faible près des culées.

En effet, le calcul nous a montré que les tensions et compressions des barres du treillis allaient en croissant du milieu de la poutre à ses extrémités, il faut donc que les sections suivent la même progression, et elles doivent être calculées de telle sorte que le treillis se rompe près des culées au moment où les semelles cèdent à la partie centrale. Dans l'expérience du Hanovre, le treillis près des culées céda bien avant que les semelles eussent atteint à la partie centrale la limite de leur résistance.

Aujourd'hui, l'on a soin de faire varier les dimensions du treillis, non d'une manière continue, mais par zone, et on a soin de substituer aux barres plates soit des doubles T, soit des fers en U, soit des fers oméga, dont la résistance au flambage est considérable. Le treillis à larges mailles et à barres vigoureuses tend à remplacer partout les treillis serrés à barres plâtes.

Expériences de M. l'ingénieur en chef Dupuy. — M. l'ingénieur en chef Dupuy a exécuté pour la Compagnie d'Orléans une série d'expériences sur les poutres en treillis, au moyen d'un appareil de son invention présenté à l'Exposition universelle de 1873. Voici comment s'exprime à ce sujet la notice présentée par le ministère des travaux publics.

« Dans le but de connaître aussi exactement que possible, les effets de tension et de compression qui se produisent dans les diverses barres de fer dont les poutres à treillis sont composées, la Compagnie d'Orléans a fait faire de nombreuses expériences sur une poutre en tôle de 12 mètres de longueur et de $1^{m},20$ de hauteur ; et les résultats obtenus doivent permettre de modifier à l'avenir la distribution du métal, de manière à obtenir une économie très-notable dans la construction des poutres en tôle.

Pour reconnaître directement les effets produits sur chaque barre, pour juger de la nature de ces effets, soit de tension, soit de compression, et pour mesurer exactement leur intensité, M. l'ingénieur en chef Dupuy a imaginé un levier coudé, dont le dessin exposé indique les dispositions. Il est composé de la manière suivante :

Une tige de fer est percée, vers ses extrémités de deux trous A et B, dont les centres sont distants exactement de 1 mètre ; cette première tige s'assemble, à l'une de ses extrémités B, avec l'extrémité d'une autre tige percée de trois trous C, D, E, dont les centres C et D sont espacés de 5 centimètres, et les centres D et E de 1 mètre.

Ces deux tiges ainsi assemblées forment un levier coudé.

Maintenant, sur chaque barre de fer à éprouver, on perce deux trous, calibrés très-exactement, et distants l'un de l'autre de 1 mètre ; on fixe les deux tiges du levier coudé par les points A et D, et l'on dispose les charges d'épreuve.

Si une barre se trouve soumise à un effet de tension, elle s'allonge, les points A et D s'éloignent l'un de l'autre, les deux tiges du levier coudé tournent autour du centre C, l'angle qu'elles forment entre elles s'ouvre, et d'après le rapport des parties CD et DE, l'extrémité E parcourt un espace vingt fois plus grand que l'allongement réel subi par la barre éprouvée.

Pour une autre barre subissant un effet de compression, les points A et D se rapprochent l'un de l'autre, les deux tiges du levier tournent autour du centre C de manière à refermer l'angle qu'elles forment entre elles, et l'extrémité de la

tige mobile E parcourt toujours un espace vingt fois plus grand que le raccourcissement réel. Un cadran gradué, disposé à cet effet, sert à mesurer les espaces parcourus par l'extrémité E de la branche mobile du levier.

L'appareil a d'abord été essayé à mesurer l'allongement de plusieurs barres de fer, qui étaient fixées solidement à leur partie supérieure, et qui portaient à leur partie inférieure un plateau sur lequel on disposait les poids.

Pour éviter de percer les barres à éprouver, on avait fixé à ces barres au moyen d'un serrage énergique, des étriers qui portaient, l'un l'extrémité de la tige, l'autre le pivot de l'aiguille.

On avait adapté d'ailleurs sur les étriers deux appareils, l'un en avant, l'autre en arrière de la barre, afin de corriger les petites erreurs résultant de la torsion que les pièces éprouvaient sous l'action des charges.

On a éprouvé successivement des barres méplates :

De 200^{mm} sur 93^{mm}
De 270^{mm} sur 52^{mm}
De 157^{mm} sur 36^{mm}.

et l'on a trouvé très-sensiblement les mêmes allongements proportionnels, savoir :

$0^{mm},09$ sous une charge de	2 kilog.	par millimètre	carré.
$0^{mm},18$	—	4	—	—
$0^{mm},28$	—	6	—	—
$0^{mm},37$	—	8	—	—

résultats qui s'éloignent très-peu du chiffre généralement admis, de $0^{mm},50$ sous une charge de 10 kilogrammes par millimètre carré de section.

La poutre qui fut ensuite soumise aux expériences était composée de deux plates-bandes, réunies ensemble par un treillis, dont les barres étaient inclinées à 45°. Chaque plate-bande était formée d'une lame horizontale de 220 millimètres sur 20 millimètres, d'une lame verticale de 250 millimètres sur 20 millimètres, et de deux cornières de 100 millimètres sur 100 millimètres et sur 12 millimètres; pour le treillis, les barres inclinées vers les points d'appui étaient des fers cornières de 75 millimètres sur 75 millimètres et sur 10 millimètres.

Les barres inclinées en sens inverse étaient en fer plat de 140 millimètres sur 9 millimètres et les deux extrémités étaient renforcées par un panneau plein.

Chacune des barres du treillis fut munie d'un levier coudé, tel qu'il vient d'être décrit précédemment.

Les résultats obtenus par ces expériences ont montré que les effets produits sur les barres du treillis étaient à peine la moitié de ceux indiqués par les formules ordinairement employées ; et que, vers le milieu de la poutre, les barres inclinées vers les points d'appui se trouvaient soumises à des tensions, tandis que les barres inclinées en sens inverse se trouvaient soumises à des compressions ; ce qui est en contradiction avec les hypothèses que l'on admet ordinairement.

Il paraît donc bien certain que la rigidité des assemblages dans les poutres en tôle, dont toutes les parties sont rivées avec soin, a une grande influence sur la flexibilité et sur la force des poutres à treillis ; il serait très-utile de mesurer les effets réels qui se produisent sur les grandes poutres des ponts existants et l'appareil à levier, imaginé par M. Dupuy, donne pour cela un moyen très-pratique et très-facile à appliquer. »

Ces expériences qui demandent à être poursuivies et précisées montrent bien toute l'influence qu'exerce la rivure sur la résistance du treillis, qui ne saurait qu'en théorie être considéré comme un système articulé. On peut donc être persuadé que le treillis est supérieur à l'âme pleine, non-seulement sous le rapport de l'effet architectural, mais encore sous le rapport de la résistance. Le sentiment des constructeurs paraît du reste l'avoir depuis longtemps deviné.

Nous pensons que c'est une bonne tendance que celle qui consiste à remplacer le treillis à lames minces et à mailles serrées par le treillis à larges mailles composé avec des fers spéciaux, tels que les doubles T et les fers Ω.

Nombre des poutres. — Considérant quel est au point de vue économique le nombre des poutres à adopter, on reconnaît que la construction sera d'autant moins coûteuse que le nombre des poutres sera moindre. En effet, il y a dans une poutre un poids accessoire considérable, dépensé pour les joints et assemblages, pour les renforts destinés à s'opposer au voilement, et ce poids accessoire n'entre pas dans les calculs de stabilité ; ce poids parasite se multiplie par le nombre des poutres. Avec deux poutres seulement on le réduit au minimum, et la plus grande partie du métal est utilisée directement pour la résistance.

Donc, lorsqu'on recherche l'économie et la légèreté, il faut employer le moindre nombre possible de poutres.

Cette remarque n'est vraie cependant que pour les portées de quelque importance : on ne devrait pas l'appliquer à de petites ouvertures. En effet, soit un pont de 8 mètres de large et de 8 mètres d'ouverture, les entretoises seront égales en longueur aux deux poutres principales et seront par suite d'une grande massiveté comparative. Au contraire, en adoptant plusieurs poutres principales, on réduit beaucoup les entretoises, et il est possible de réaliser en fin de compte une économie de métal. On fera bien de rechercher alors la combinaison la moins coûteuse, qui pour les petites ouvertures consistera généralement dans l'emploi de trois ou quatre poutres principales.

Position de la voie. — La position de la voie est variable suivant la portée et suivant la hauteur dont on dispose.

Pour les petites ouvertures, nous avons dit quelles considérations, guidaient dans le choix du système, et nous ne reviendrons pas sur ce sujet.

Avec des ouvertures moyennes, on peut placer la voie soit sur la semelle inférieure, soit au milieu de la poutre, soit au-dessus de la poutre.

Avec la voie posée sur la semelle inférieure, les deux poutres de rive forment garde-corps, et leur espacement d'axe en axe est égal à la largeur totale de la voie ; les poutres sont reliées et contreventées à la base par les pièces de pont, mais il est impossible de relier ensemble leurs semelles hautes, qui tendent sous l'influence des charges à se rapprocher l'une de l'autre ; cet effet est combattu par les goussets verticaux qui règnent transversalement aux poutres de rive sur toute leur hauteur ; mais ces goussets eux-mêmes ont l'inconvénient d'absorber une partie notable de la largeur, et forcent par suite à augmenter l'écartement des poutres de rive. Enfin, lorsque la hauteur des poutres de rive atteint 3 mètres, il paraît nécessaire de les contreventer plus énergiquement et il faut renoncer à la position inférieure de la voie.

Admettant la proportion usuelle de $\frac{1}{10}$ pour le rapport de la hauteur d'une poutre à sa portée, on reconnaît que la voie à la partie inférieure ne sera admissible que pour des ouvertures inférieures à 30 mètres.

Quelquefois, on place la voie à peu près à mi-hauteur des poutres, les assemblages des pièces de pont sont plus compliqués, ainsi que le contreventement

inférieur, mais les poutres sont évidemment moins exposées à se rapprocher dans ce système que dans le précédent. L'inconvénient résultant du grand intervalle qui règne entre les âmes des poutres de rive subsiste toujours ; il entraîne pour les piles et culées plus de longueur et par conséquent augmente les dépenses de fondation.

Le système le plus économique paraît donc être de placer la voie au sommet des poutres ; de la sorte, on réduit la largeur du pont et des piles ou culées au strict nécessaire, car il convient de soutenir les trottoirs en encorbellement au moyen de consoles fixées à l'âme des poutres de rive ; quant aux poutres principales, elles sont placées juste à l'aplomb des charges qu'elles peuvent avoir à supporter.

S'il s'agit par exemple d'un chemin de fer à deux voies, l'écartement des poutres de rive peut être réduit à 5 mètres d'axe en axe, et comme la hauteur d'une poutre ne doit pas pour la stabilité dépasser une fois et demie la largeur du tablier, il en résulte que la hauteur des poutres sera limitée dans ce cas à $7^m,50$, et l'ouverture des travées à 75 mètres. Pour des ponts à une seule voie les nombres précédents se trouveraient considérablement réduits.

Pour les très-grandes portées, les poutres de rive prennent une hauteur assez forte pour qu'on puisse les entretoiser à la partie supérieure, tout en ménageant une hauteur suffisante pour le passage des véhicules dont la voie est posée sur les semelles basses des poutres. On constitue ainsi la poutre tubulaire à parois pleines ou évidées ; mais cette poutre n'est possible qu'au delà d'une certaine ouverture :

La hauteur réservée aux véhicules étant de $4^m,50$, la hauteur des pièces de pont $0^m,75$ et celle du contreventement supérieur $0^m,15$, il en résulte pour les poutres de rive une hauteur totale de $5^m,40$ et par suite une ouverture minima de 54 mètres pour les poutres tubulaires.

La largeur du tablier à deux voies ne dépassant guère 9 mètres, et la hauteur du tube devant être inférieure à une fois et demie cette largeur, cette hauteur serait limitée à $13^m,50$ et par suite la portée à 135 mètres environ. Au delà, il faudrait prendre des précautions spéciales pour s'opposer au renversement latéral.

Indépendance des voies. — Les ponts tubulaires de Britannia et de Conway sont à voies indépendantes et chacune des voies passe dans un tube distinct.

Cette disposition présente un avantage : elle permet de n'établir d'abord qu'une voie, en réservant pour l'avenir la construction de l'autre. On réduit ainsi la dépense de premier établissement, chose importante en bien des cas.

Enfin, la charge d'une voie est transmise également aux deux poutres de cette voie, qui fléchissent également ; il n'y a point d'efforts de traction transversaux susceptibles de déterminer des arrachements et des ferraillements.

C'est la raison principale qu'invoquaient autrefois les constructeurs pour la justification de l'indépendance des voies.

Elle n'est plus admise aujourd'hui, et l'expérience a montré que l'inégalité de la répartition des charges entre les deux, trois ou quatre poutres n'entraînait point une destruction plus prompte des assemblages.

La solidarité des voies est à peu près devenue la règle générale : elle augmente la largeur et par suite l'assiette du tablier, elle répartit les vibrations dans une masse plus considérable, et elle permet de réduire le nombre des poutres c'est-à-dire le poids du métal.

Poutres continues ou interrompues. — Les poutres continues inspiraient à l'origine une certaine crainte. Et, en effet, avec la discontinuité, c'est-à-dire en coupant les poutres sur les appuis, on calcule beaucoup plus facilement les efforts auxquels auront à résister les divers éléments des poutres : la semelle supérieure travaille toujours à la compression et la semelle inférieure à l'extension; un léger défaut de nivellement dans les appuis n'entraîne que des changements insignifiants dans la valeur des efforts, et aucun mécompte n'est à craindre de ce côté.

Le système discontinu permet l'emploi de la fonte dans la semelle supérieure qui résiste partout à la compression et cela peut être avantageux lorsqu'on veut recourir à des poutres armées. Mais c'est un cas bien rare.

On reproche à la continuité la variation dans la manière dont le métal peut travailler en certains points : on sait, en effet, que la continuité produit une sorte d'encastrement sur les appuis, de sorte que, dans une travée, la fibre neutre de la poutre possède deux points d'inflexion; les efforts auxquels les semelles sont soumises changent de sens lorsqu'on passe d'un côté d'un point d'inflexion à l'autre, et, comme les points d'inflexion varient avec les combinaisons de surcharges, il y a des portions de métal tantôt tirées, tantôt comprimées.

L'amplitude de ces variations est d'autant plus grande que la masse roulante est plus considérable par rapport à la masse fixe : ainsi, dans les poutres à petites portées, ces variations pourront exercer une influence fâcheuse et on renonce alors à la continuité.

Cet inconvénient n'existe plus pour des portées notables, et la poutre continue reprend alors tous ses avantages : la variation du point d'inflexion de la fibre neutre est peu considérable, elle est du reste peu à redouter, car les efforts supportés par les semelles dans le voisinage du point d'inflexion sont toujours faibles et agissent sur des sections que les nécessités de la construction forcent à conserver bien plus grandes que la théorie ne l'indique.

En réalisant un encastrement partiel, la continuité a pour effet de réduire la portée effective des travées; elle permet donc de réaliser sur le poids des semelles une économie qui s'élève à 15 ou 20 pour 100 pour des poutres à deux et à trois travées.

Le nivellement des appuis a, d'après le calcul, une grande influence sur la valeur du moment fléchissant maximum; ainsi, pour deux travées solidaires, on peut réduire le moment maximum de 25 pour 100 si l'on a soin d'abaisser cone venablement le support de la poutre sur la pile intermédiaire entre les deux culées.

En général, on s'attache à placer tous les appuis au même niveau, et cette opération du nivellement doit être exécutée avec le plus grand soin et vérifiée après la mise en place.

Les poutres continues ont l'avantage d'un montage facile : on les construit dans l'axe du pont et on les fait avancer sur des rouleaux jusqu'à leur emplacement définitif.

Les poutres discontinues au contraire doivent être mises au levage par travées séparées ou construites sur des cintres.

On voit que la somme des avantages de la solidarité est supérieure à la somme des avantages de la discontinuité. C'est pourquoi celle-ci est généralement abandonnée pour les moyennes et grandes portées.

Poids des ponts métalliques. — Il est difficile de mettre en formules les poids des ponts métalliques exprimés en fonction de l'ouverture l; ces poids dé-

pendent essentiellement des hypothèses de surcharge, du système de voie et de tablier, du nombre des poutres, etc... Pour se guider à ce sujet, on consultera les nombreux exemples que nous avons donnés en choisissant ceux qui se rapportent à la construction qu'on a en vue.

Les ingénieurs allemands ont donné les formules suivantes, dont le lecteur ne devra se servir que dans des études préliminaires ou avant-projets :

1° *Ponts de chemins de fer.* — Les poids étant exprimés en kilogrammes et les ouvertures en mètres, le poids d'un mètre courant d'une voie unique de pont rail est de :

$375 + 25.l$ — pour des ponts légers de construction } tablier seul compris,
$400 + 30.l$ — pour des ponts ordinaires. . . . . . }
$800 + 30.l$ — par mètre courant de voie, tout compris.

2° *Ponts routes.* Le poids par mètre courant d'un pont route comprenant une chaussée de $5^m,50$ flanquée de deux trottoirs de $1^m,00$, soit $7^m,50$ de largeur totale, s'élève à :

$3600 + 42l$ avec chaussée empierrée de $0^m,20$ d'épaisseur,
$1300 + 28l$ avec chaussée en doubles madriers.

Le poids du métal seul par mètre courant est de :

$900 + 42l$ avec la chaussée empierrée,
$600 + 28l$ avec la chaussée en bois.

Mais, nous le répétons, ces nombres ne sont qu'approximatifs, et, dans le projet définitif, il faudra recourir aux poids réels déduits des dimensions de l'avant projet.

BOW-STRINGS ET POUTRES ARMÉES

Nous avons indiqué dans la partie théorique comment on composait les poutres bow-string (arc avec sa corde), ainsi que les poutres armées, et comment on en faisait le calcul. Ces poutres sont fort peu répandues en France et nous n'en dirons que quelques mots.

Bow-strings. — Le premier exemple des bow-strings se trouve au pont de Windsor construit par Brunel, en 1849, pour le passage du chemin de fer Great-Western sur la Tamise.

Le bow-string est formé d'un arc métallique dont la poussée sur les culées est annulée par un tirant horizontal, dirigé suivant la corde de l'arc. Cette pièce joue absolument le même rôle que le tirant d'une ferme ordinaire en charpente, lequel annule la poussée des arbalétriers.

Le pont biais de Windsor est à deux voies que soutiennent trois arcs de $57^m,25$ d'ouverture et de $7^m,60$ de flèche figure 1, planche XXXIV.

Les pièces de pont s'appuient sur le tirant et du point d'appui partent deux tiges de fer inclinées à 45° qui se partagent la charge verticale transmise par l'extrémité de la pièce de pont et transmettent cette charge à l'arc lui-même. Ainsi tous les croisillons travaillent à l'extension. L'écartement entre l'arc et le tirant est maintenu par des montants verticaux, soumis à la compression ; cette

compression est la résultante verticale des deux croisillons qui aboutissent au sommet d'un montant.

La poussée à la clef de l'arc et la pression aux naissances se calculeront par la méthode élémentaire que nous avons indiquée en tête de la théorie des arcs métalliques.

La tension du tirant est égale à la poussée à la clef de l'arc ; en effet, si l'on considère la section transversale faite par le plan vertical médian, il y a équilibre entre toutes les forces moléculaires agissant dans cette section : or ces forces se réduisent à la poussée à la clef de l'arc et à la tension du tirant, toutes deux horizontales et dirigées en sens contraire; donc ces deux forces doivent être égales.

Le pont de Windsor fut reproduit par les Anglais sur la ligne de Paris à Cherbourg pour le pont sur l'Orne à Caen et pour le pont d'Isigny.

Enfin, on a construit quelques bow-strings dans lesquels les poutres ne diffèrent de la poutre droite en treillis qu'en ceci que la semelle supérieure, au lieu d'être horizontale, est curviligne.

La hauteur de la poutre diminue donc depuis le milieu jusqu'aux culées, c'est-à-dire depuis le point où le moment est maximum jusqu'à celui où il s'annule. Par cette disposition, on arrive à obtenir des efforts constants et par suite des sections constantes dans toute l'étendue des semelles.

Nous ne pensons pas que cela soit avantageux, car il vaut bien mieux adopter une hauteur constante de la poutre, hauteur en rapport avec l'ouverture, et proportionner en chaque point la section des semelles à l'effort qu'elle doit subir. On réalise de la sorte une économie sérieuse de métal, et on obtient une disposition plus rationnelle.

Le bow-string a, en outre, le désavantage de la discontinuité forcée sur les appuis ; on ne devra donc pas l'appliquer aux ponts à plusieurs travées.

On ne peut dire qu'une chose en faveur du bow-string : c'est qu'il est plus élégant que la poutre droite.

Les remarques précédentes s'appliquent surtout aux bow-strings qui ne diffèrent des poutres en treillis ou à lattices que par la courbure de la semelle haute ; elles ne concernent pas les véritables bow-strings, que l'on doit plutôt considérer comme des poutres armées d'une manière particulière et qui sont susceptibles de rendre de grands services pour les larges ouvertures.

L'extension qu'on a donnée à l'invention de Brunel ne paraît donc pas heureuse.

Nous ne croyons pas non plus qu'on doive imiter le système inventé par M. Pauli, ingénieur bavarois; dans ce système, les deux semelles sont cintrées symétriquement et la poutre, en forme du fuseau, ressemble à la baleine dont on se sert quelquefois pour exécuter les hauts remblais. Les deux semelles sont calculées de telle sorte qu'elles supportent un effort constant sur toute leur longueur, et que la tension ou la pression soient la même pour une surcharge uniformément répartie. La semelle inférieure consiste en un nombre plus ou moins grand de fers plats réunis par des boulons comme les mailles d'une chaîne Galles ; pour les portées notables, la semelle supérieure reçoit une section rectangulaire creuse composée avec des cornières et des tôles.

Les deux semelles sont réunies par des montants verticaux et des croix de Saint-André.

Ce système n'est guère usité qu'en Allemagne, et encore y est-il peu répandu.

Pont de Chepstow. — Au pont de Chepstow, établi par Brunel, en 1850, sur la Wye pour le passage du chemin de fer South-Wales, le bow-string a reçu son application rationnelle sous forme de poutre armée.

L'ouverture est de 90m,21, et l'ouvrage se compose de deux tabliers accolés portant chacun une voie. Chacun de ces ponts est formé à sa partie supérieure par un tube en tôle de 2m,75 de diamètre, très-légèrement arqué, et, à sa partie inférieure par deux poutres parallèles de 2m,286 de hauteur; la hauteur de la ferme en son milieu est de 15m,25 soit $\frac{1}{6}$ de la portée. Le tube et les poutres sont liés entre eux par les supports des extrémités élevés au-dessus des culées, et, dans l'intervalle, par des chaînes partant des extrémités du tube et venant supporter les poutres en deux points; de manière qu'on peut les considérer comme partagées en trois parties égales par les points de suspension, et les calculer comme des poutres de 30 mètres de portée seulement. Ce sont ces chaînes, placées des deux côtés du tube et soutenant chacune une poutre, qui jouent ici le rôle de tirants; cette disposition, par suite de laquelle le tube supérieur se trouve placé à une grande hauteur au-dessus de la voie, permet de lui donner un diamètre considérable et de le mettre par conséquent dans des conditions excellentes pour résister à la compression.

Pont Royal-Albert, à Saltash. — Le pont Royal-Albert, construit par Brunel, près de Plymouth, sur le Tamar, pour le passage du chemin de fer de Cornouailles est représenté en élévation par la figure 1 de la planche XXXV.

Il est formé de deux travées de 138m,68 d'ouverture, prolongées de part et d'autre par des viaducs en poutres droites d'ouverture décroissante.

Le tablier formé par deux poutrelles longitudinales en double T, que réunissent les pièces de pont supportant la voie est suspendu par des montants verticaux à un tirant polygonal formé de chaînes; ce tirant forme comme un arc dont la concavité est tournée vers le haut; il est relié par des montants verticaux et des croisillons à un tube convexe, lequel est soumis uniquement à la compression. Les poussées qu'il transmet à ses supports sont annulées par le tirant.

Considérons d'abord ce tube supérieur : sa section, composée d'arcs de cercle, est analogue à une ellipse dont le grand axe horizontal a 5m,105 et le petit axe vertical 3m,658. C'est une véritable colonne creuse dont la paroi est constituée par 24 feuilles de tôle longitudinales, rivées l'une sur l'autre à recouvrement dans le sens longitudinal, placées bout à bout dans le sens transversal et réunies par des couvre-joints. Bien que la forme aplatie s'oppose au voilement, on a cru devoir consolider la section par des nervures intérieures : il y a d'abord à l'intérieur du tube six nervures longitudinales dirigées suivant les rayons, de 356 millimètres de saillie et de 13 millimètres d'épaisseur; en outre, tous les 12m,20, on trouve un diaphragme annulaire transversal, dans le plan duquel se trouve un montant vertical, dont la section horizontale est une croix en tôle pleine renforcée aux extrémités de ses branches par des cornières. Ces montants descendent jusqu'aux poutres droites du tablier, et le tirant formé de deux cours de chaînes superposés les traverse; pour cette traversée, la section des montants est évidée et la matière est reportée sur deux feuilles de tôle verticales embrassant le tirant de chaque côté.

Le tirant est composé comme nous venons de le dire de deux chaînes superposées; les chaînons en fer méplat sont en nombre alternativement pair et impair, leurs extrémités pénétrant les unes entre les autres sont assemblées par un boulon comme dans la chaîne Galles.

Les abouts du tube sont transformés de manière à présenter des joues verticales planes sur lesquelles s'assemblent les chaînes du tirant.

Une remarque à faire c'est que les pièces de pont sont posées obliquement à l'axe longitudinal de l'ouvrage, de manière à ce que le poids d'un essieu soit transmis en deux sections transversales différentes du tube. Ce système a été adopté dans quelques ponts suspendus.

Les poutres longitudinales du tablier peuvent être considérées comme soutenues d'une manière fixe à l'aplomb des montants verticaux, c'est-à-dire tous les $12^m,20$; ces longues poutres se trouvent donc transformées en poutres à douze travées solidaires. Elles ont $2^m,54$ de hauteur et possèdent une paroi pleine; leur semelle supérieure est cintrée dans le sens transversal et sa section est un arc de cercle concave vers le bas : cette disposition a pour but de s'opposer au voilement des semelles, mais elle exige une main-d'œuvre supplémentaire qui ne laisse point que d'être coûteuse.

Les entretoises de $0^m,356$ de hauteur supportent des madriers recouverts d'une couche de ballast, qui a l'avantage de s'opposer à la propagation des vibrations, mais qui constitue un poids mort considérable entraînant une augmentation du poids de la partie métallique.

Le poids du métal par mètre courant, pour une des voies, est de 6,575 kilogrammes, et la pression dans le tube atteint $6^k,6$ par millimètre carré. Si le système permet de franchir de grandes portées, en revanche il n'est pas économique.

Poutres armées. L'usage des poutres armées n'est guère répandu en Europe, surtout pour les grandes ouvertures; mais il en existe de nombreux spécimens en Amérique. Nous en avons indiqué quelques-uns avec la manière de les calculer dans la partie théorique de ce traité; M. l'ingénieur en chef Malézieux, dans son rapport de mission sur les travaux publics aux États-Unis d'Amérique, décrit les divers systèmes de poutres armées que l'on rencontre dans ce pays, et le lecteur pourra, s'il le désire, les étudier dans ce rapport. Nous en extrairons seulement les quelques traits suivants :

« Dans les poutres à grandes mailles, la semelle supérieure, qui ne travaille que par compression, se fait soit en fonte, soit en poutrelles creuses de tôle; sa section transversale est celle d'un caisson, d'une pièce évidée, quelquefois cylindrique à l'intérieur et polygonale à l'extérieur, plus rationnelle de forme que ne l'est un rectangle d'une épaisseur très-petite par rapport à la longueur de la pièce comprimée. Cette semelle est d'ailleurs divisée en tronçons qui n'ont besoin que d'être juxtaposés bout à bout et dont on limite la longueur bien moins à raison des difficultés de fabrication que pour ne pas diminuer la résistance à la compression; cette longueur est ordinairement comprise entre 3 et 4 mètres. C'est toujours au point de jonction de deux tronçons que viennent aboutir les liens verticaux ou inclinés. Un manchon spécial portant des oreilles venues de fonte pour le passage des tirants, peut faciliter l'assemblage. La semelle inférieure, qui ne travaille que par extension, se fait toujours en fer. Elle se divise en segments articulés correspondant à ceux de la semelle supérieure, c'est-à-dire ayant la longueur uniforme des panneaux entre lesquels la poutre est divisée. Cette semelle se compose tantôt de tôles diversement combinées, tantôt de chaînons ou anneaux allongés, tantôt de barres de fer méplat terminées par un œil à chacune de leurs extrémités. On en juxtapose horizontalement autant qu'il en faut pour avoir en totalité la section requise, section qui doit croître en approchant du centre des travées.

« La semelle inférieure n'existe pas dans les poutres armées proprement dites, la rigidité étant obtenue par des bielles verticales et des tirants.

« On peut faire en fonte et même par économie en bois, les liens qui doivent être rigides; mais on les fait aussi en tôles agencées de façon à résister au flambage. Les liens et contre-liens qui travaillent par extension sont des tiges cylindriques terminées par des boucles ou des barres de fer méplat terminées par des œils. Les tirants portent fréquemment et les contre-tirants portent toujours un pas de vis qui permet d'en régler la longueur et la tension postérieurement à la pose.

« La pièce capitale des assemblages est un fort goujon cylindrique en fer ou en acier, que sa forme rend également apte à recevoir et à transmettre dans tous les sens les efforts de compression des pièces rigides et les efforts de traction des autres : ces liens divers peuvent osciller autour de la charnière et prendre d'eux-mêmes la direction précise qui se prête le mieux à la transmission des efforts. »

L'avantage des grandes poutres armées sur les poutres en treillis rivées est de présenter par rapport à ces dernières, une économie notable dans le poids du métal et par suite dans la dépense.

Cette économie varie de 10 à 20 0/0 pour des portées de 40 à 60 mètres ; pour une portée de 80 mètres, elle peut atteindre 30 0/0.

Le pont Britannia de 140 mètres d'ouverture a absorbé 3,000 tonnes de métal ; les ingénieurs américains franchiraient la même ouverture avec 700 tonnes de métal. Pour ces grandes portées, l'économie atteint donc des proportions considérables, et il semble qu'elle ne doit être en partie achetée qu'aux dépens de la sécurité.

En Amérique, la hauteur des poutres varie de $\frac{1}{8}$ à $\frac{1}{10}$ de l'ouverture ; elle est donc notablement supérieure à la hauteur adoptée en France, ce qui augmente le moment d'inertie des semelles et, à charge égale, diminue leur section et leur poids.

CHAPITRE IV

PONTS EN ARCS MÉTALLIQUES

Les ponts en arcs métalliques ont pris naissance dans la seconde moitie du huitième siècle, et l'usage s'en est développé peu à peu. Jusque vers 1850 les arcs furent presque toujours construits en fonte, et composés de voussoirs boulonnés les uns aux autres ; la théorie nous a montré que, pourvu qu'il existât une certaine relation entre les éléments de l'arc, cet arc était partout soumis à la compression, genre d'effort auquel la fonte est particulièrement propre à résister. Depuis une vingtaine d'années les arcs en fer ont pris faveur et nous en trouverons quelques exemples ; les arcs en acier commencent même à recevoir quelques applications.

Pont de Coalbroockdale, pont des Arts, pont d'Austerlitz. — L'idée de construire des ponts en métal est ancienne, et les architectes italiens du seizième siècle l'ont exposée dans leurs ouvrages. Mais le premier pont métallique de quelque importance, d'après Gauthey, est le pont de Coalbroockdale, bâti en Angleterre sur la Severn de 1773 à 1779, et représenté par les figures 1 et 2 de la planche XXVIII, extraites des œuvres de Gauthey.

Cet édifice, dit-il, a été projeté et exécuté par deux maîtres de forge célèbres, MM. John Wilkinson et Abraham Darley, et les pièces en ont été fondues à Coalbroockdale. Il offre une seule arche en arc de cercle approchant beaucoup du plein cintre, dont l'ouverture est de 30^{m},62. Son plancher est porté par cinq fermes égales espacées de 1^{m},49 d'axe en axe, et composées d'un arc principal en fer fondu, de 211 millimètres de largeur sur 133 d'épaisseur, et de deux portions d'arcs concentriques de 146 millimètres d'équarrissage. Le premier arc est fait de deux pièces qui s'assemblent au sommet de l'arche. Ces arcs sont réunis par des montants normaux assujettis avec des boulons, et portent par le pied sur une plaque en fonte de 10 centimètres d'épaisseur, établie sur un massif de maçonnerie. Sur cette plaque s'élèvent en outre des montants verticaux assemblés par des traverses, au travers desquels passent les arcs au moyen d'ouvertures qui y sont pratiquées. Des entretoises et des contrevents transversaux sont appliqués entre les montants verticaux de deux arcs voisins. La chaussée est composée d'une couche d'argile mêlée de scories de charbon, étendue sur des plaques de fonte. Il s'est fait des lézardes dans les culées, qu'on attribue à quelque vice de fondation et à l'effort des terres que ces culées supportent : il en est résulté la rupture de quelques pièces. A cela près, l'édifice est parfaitement conservé (1820).

En 1782, un sieur Montpetit présenta le projet d'une arche de 65 mètres

d'ouverture à exécuter à Paris, en face des Invalides. Les fermes, dont le dessin a été donné dans l'*Encyclopédie*, étaient formées de deux arcs concentriques, distants de $1^m,62$, composés d'une double lame en fer forgé de 325 millimètres de hauteur sur 20 d'épaisseur, dont les pièces terminées à chaque extrémité par un double T percé de quatre trous, étaient retenues et assemblées avec des montants normaux par des boulons.

En 1795, Telfort construisit sur la Severn le pont de Buildwas de $39^m,65$ d'ouverture et de $8^m,23$ de flèche. Le tablier est suspendu à l'arc dans la partie médiane et repose sur lui dans les parties latérales.

En 1802, M. Wilson construisit à Stains, sur la Tamise, un pont de $54^m,85$ d'ouverture et de $4^m,88$ de flèche. Les arcs sont formés de voussoirs ou châssis en fonte juxtaposés.

Le premier pont en fer construit en France est le pont des Arts, autrefois pont du Louvre, projeté par M. de Cessart et terminé par M. Dillon en 1803. Représenté par la figure 3 de la planche XXVIII, il comprend neuf arches de $17^m,34$ d'ouverture entre les piles dont l'épaisseur est de $1^m,95$. Chaque arche compte cinq fermes distantes de $2^m,435$ d'axe en axe, et chaque ferme consiste en un arc de $18^m,51$ de corde et de $3^m,25$ de flèche, composé de deux pièces de fonte de $0^m,162$ sur 0,081, assemblées au sommet de la ferme. Les retombées sur les piles sont reçues par des plaques de fonte encastrées dans la maçonnerie. Dans les tympans, on voit d'autres petits arcs reposant sur les grands arcs de deux arches voisines. Des montants verticaux et des contre-fiches consolident le tout. La liaison des fermes est opérée par des entretoises posées sur les grands arcs qu'elles embrassent par des parties saillantes.

Le pont des Arts existe encore : en 1852, l'arche marinière a été élargie; on l'a construite en fer sans changer l'aspect de l'ouvrage et le dessin de l'élévation; l'arc est en fer à double T, formé d'une âme pleine et de deux semelles assemblées par quatre cornières.

Le pont d'Austerlitz, construit par M. Lamandé de 1800 à 1806, avait des arcs en fonte reposant sur des piles en pierre : en 1855, on a substitué au métal des arcs en maçonnerie. L'ouverture des arcs en fonte était de $32^m,36$ et la flèche de $3^m,236$; chaque arc (figure 4, planche XXVIII) était composé de voussoir. évidés en fonte, de $1^m,59$ de longueur, comprenant trois arcs concentriques de $0^m,135$ sur $0^m,068$, réunis par des montants normaux de $0^m,068$ sur $0^m,060$s Sur les voussoirs reposent d'autres châssis formés d'arcs et de montants normaux. Les fermes, espacées de $2^m,02$ d'axe en axe, sont entretoisées par des barreaux en fonte, aboutissant aux lignes de joint des voussoirs et boulonnés avec ceux-ci. Les voussoirs avaient été posés sur cales de cuivre. Les tassements, qui avaient été de quelques millimètres au décintrement, augmentèrent ensuite jusqu'à huit centimètres par suite de ruptures assez nombreuses. Lors de la démolition des arcs en 1855, on constata plus de 4,000 ruptures.

Ce système de voussoirs, très-compliqué, d'exécution difficile, doit donc être rejeté, comme susceptible de ne donner qu'une sécurité médiocre.

Ce court historique achevé, nous arrivons aux ponts de construction moderne.

1° PONTS EN FONTE.

Pont du Carrousel. Système Polonceau. — En 1831, on se proposait d'établir en face de la rue des Saints-Pères, à Paris, un pont suspendu; M. l'in-

génieur Polonceau arriva à lui faire substituer un pont composé d'arcs en fonte de son invention. Ce pont, terminé en 1833, s'est bien comporté jusqu'à ce jour; le système, après avoir trouvé quelques applications, est abandonné aujourd'hui, bien qu'il paraisse susceptible de rendre de réels services, grâce à quelques modifications.

Le pont du Carrousel, représenté par les figures de la planche XXIX, comprend 3 arches de 47^{m},67 d'ouverture et de 4^{m},90 de flèche; le rayon de l'arc d'intrados est donc de 60^{m},49.

Chaque travée est formée de cinq arcs espacés de 2^{m},80 d'axe en axe. Si l'on considère la section transversale d'un arc, c'est un ovale creux; cet ovale est formé de deux parties égales qui se touchent suivant le plan vertical passant par l'axe de l'arc. Chacune des deux parties symétriques porte en haut et en bas un collet, et les collets correspondants sont boulonnés l'un sur l'autre. L'arc entier peut donc se comparer à un tube creux courbé circulairement (fig. 6).

Le vide intérieur est rempli par des madriers en sapin P,P, qui donnent un léger surcroît de résistance, mais qui ont surtout pour but de s'opposer aux déformations et d'arrêter la propagation des vibrations.

La vue perspective d'une portion de ferme, dans laquelle une moitié de l'arc est supposée enlevée sur une partie de la longueur, montre nettement la disposition adoptée (fig. 3). Chaque moitié de l'arc n'est évidemment pas coulée d'une seule pièce, mais composée de segments qui s'assemblent bout à bout : les joints se découpent d'une moitié à l'autre. L'assemblage de deux segments ne se fait point par des faces planes rabotées comme c'est aujourd'hui l'usage, mais au moyen de coins en fer verticaux, placés les uns C et E au sommet et à la base de l'arc, l'autre D sur le côté sous un bouton K venu de fonte (fig. 3, 4, 5).

Sur le collet ou nervure supérieure de l'arc reposent des anneaux en fonte, analogues à des poulies à gorge creuse, dont les joues embrassent la nervure de l'arc; c'est par l'intermédiaire de ces anneaux R que le poids de la chaussée et de la charge roulante est transmis à l'arc. Les anneaux sont simplement posés sur l'arc sans aucune liaison et par leur partie haute ils soutiennent les longerons (fig. 7).

La figure 12, coupe transversale de l'arc et de l'anneau, fait saisir l'agencement de ces deux pièces.

L'écartement des anneaux est maintenu par des pièces creuses en fonte T, s'appuyant sur la circonférence des anneaux; à l'intérieur de ces pièces T sont logés des boulons en fer U qui réunissent deux anneaux voisins (fig. 3).

Les entretoises se divisent en entretoises obliques V et entretoises horizontales F ; les entretoises obliques sont des bielles en fonte à section en croix; les entretoises horizontales sont des cylindres creux dans l'axe desquels on voit logés des tirants en fer forgé (fig. 2).

Sur les longerons en fonte reposent des pièces de pont en bois qui soutiennent une chaussée en empierrement et des trottoirs en asphalte.

Le caractère de cette construction est de transmettre les charges à l'arc seul, sans faire intervenir la résistance des tympans qui ne jouent ici que le rôle de supports; maintenant au contraire, tout en calculant l'arc comme s'il devait résister seul, on s'arrange de manière à le rendre solidaire des tympans, de sorte qu'il concourt à la résistance et amoindrit les flexions et vibrations de l'arc.

Sous le poids d'un escadron marchant au pas, par quatre de front, l'abaissement du sommet des arcs est de 3 millimètres; il atteint 8 millimètres au pas-

sage de deux voitures pesant 1,800 kilogrammes. Les plus grandes vibrations au passage de ces charges n'ont pas dépassé deux millimètres et demi d'amplitude.

Lorsqu'on passe sur le pont du Carrousel, on sent très-bien les vibrations qui sont transmises par le tablier, et, faute de mesure exacte, on est porté à les amplifier. En réalité on voit qu'elles ne sont que de quelques millimètres.

Ces vibrations tiennent au système même, et ne sauraient inspirer de craintes sérieuses pour la stabilité de l'ouvrage.

Pour une arche, le poids total du métal est de 256,000 kilogrammes, soit 5,400 kilogrammes par mètre linéaire de pont.

Le poids du plancher était à l'origine, pour une travée, de 290,000 kilogrammes.

La charge fixe d'une travée s'élevait donc à 546,000 kilogrammes; et la charge d'épreuve, à raison de 200 kilogrammes par mètre carré sur 11 mètres de largeur, donnait un supplément de 104,000 kilogrammes.

Sous la charge fixe, la pression par millimètre carré de la section d'un arc atteignait $1^{kg},40$ et $2^{kg},31$ quand on ajoutait la charge d'épreuve.

Prix de revient par mètre courant : 6,000 francs.

Perfectionnements proposés par Polonceau. Autres ponts du même système. — 1° Comme premier perfectionnement, Polonceau recommande de faire porter les entretoises contre le milieu des arcs au lieu de les faire porter contre les collets, qui sont susceptibles de se rompre sous l'action d'un déplacement transversal accidentel.

2° Au lieu de juxtaposer les collets des deux moitiés d'un arc, comme on l'a fait au pont du Carrousel (figure 12, planche XXIX), et de les embrasser entre les deux lames formant la gorge des anneaux superposés, il vaut mieux écarter les collets en les réunissant par un boulon et établissant à leurs bases des diaphragmes horizontaux AA, figure 13, qui s'arc-boutent l'un contre l'autre. On fait porter alors les lames des anneaux sur les collets de l'arc, en les y fixant par des cales à rosettes BB ; cette disposition a l'avantage de renfler un peu la section de l'arc et de donner une bien meilleure assiette aux lames de l'anneau, sans être forcé pour cela d'entailler avec soin la partie supérieure de l'arc, ni de lui donner de surépaisseur ; en outre, on réduit le diamètre des anneaux. On a objecté que le boulon réunissant deux collets écartés peut, en cas de déplacement transversal, entraîner la rupture de ces collets ; mais, d'abord la tension du boulon est limitée à ce qui est nécessaire pour obtenir le rapprochement des deux moitiés de l'arc ; ensuite, ce boulon est très-voisin des diaphragmes A et placé à la base des collets ; enfin, si l'on avait quelque crainte, on pourrait, figure 14, envelopper ce boulon d'un manchon en fonte C, lequel manchon est en usage, comme nous l'avons vu, pour entretoiser les parois planes des chaudières à vapeur.

3° Pour avoir des pièces faciles à couler et à mettre en place, on doit limiter à quatre ou cinq mètres la longueur des segments des arcs ; le joint est nécessairement une partie faible, peu capable de résister aux efforts transversaux. Aussi Polonceau a-t-il eu l'idée de le renforcer en terminant les segments par des collets qui se retournent suivant la section transversale de l'arc, figures 8 à 11, planche XXIX ; ces collets boulonnés l'un à l'autre unissent fortement tous les segments entre eux. Les collets ne sont pas rabotés et juxtaposés l'un à l'autre, comme on le ferait aujourd'hui ; Polonceau serre les segments les uns contre les autres en enfonçant au marteau entre les collets des rondelles cunéiformes en fer, et garnissant les interstices avec un mastic à la limaille de fer.

Il va sans dire que le calage ne doit pas être exagéré de manière à donner une poussée horizontale notable sur les culées, il doit être simplement suffisant pour donner de la rigidité à l'arc et pour le placer dans les mêmes conditions que s'il était fait d'une seule pièce ; sans le calage, il pourrait y avoir un certain jeu entre les segments, et il se produirait sous l'influence des charges roulantes, des chocs capables de déterminer une rupture.

4° Les embases d'un arc doivent être appliquées sur une pierre dure de grande dimension, posée normalement à la section des naissances, et les assises qui supportent cette pierre de retombée doivent avoir la même inclinaison. En faisant cette recommandation, Polonceau a bien compris un point capital à rechercher dans la construction des arcs en fonte : c'est l'incompressibilité et l'immobilité absolues des plaques en fonte et des pierres qui reçoivent la retombée des arcs.

Les arcs en fonte conviennent bien pour les passages biais, puisque chacun de ces arcs ne diffère en rien d'un arc droit et qu'il y a seulement à préparer soigneusement sur les culées les redans destinés à recevoir les retombées des arcs. Comme exemple nous citerons le pont construit à la rencontre du chemin de fer du Nord et du canal Saint-Denis.

Comme nous l'avons dit, le système de Polonceau est aujourd'hui abandonné : les ponts en fonte sont plus massifs et les tympans sont solidaires des arcs ; on s'oppose ainsi à la propagation des vibrations, tandis que Polonceau laissait à l'élasticité de la fonte un jeu absolument libre et aussi uniforme que possible. La preuve que ces vibrations non contrariées, s'exerçant d'une manière générale, ne sont pas contraires à la solidité, c'est que les ponts du système Polonceau subsistent encore sans altération. Il est évident qu'ils exigent beaucoup de soin dans la construction et dans le choix du métal.

Il semble que l'usage de l'arc à section ovale creuse serait avantageux pour les grandes portées, puisqu'il permet de composer chaque arc avec deux ou même avec quatre cours de segments. Au lieu de remplir le creux avec des madriers de sapin, il est probable qu'aujourd'hui on le laisserait vide ou bien qu'on le remplirait avec de bon béton.

Pont sur le Rock-Creek. — M. Malézieux, dans son *Rapport de mission sur les travaux publics aux États-Unis*, cite une application très-curieuse des arcs creux en fonte. Cette application nous a paru devoir être utilement placée à la suite du système Polonceau, dont elle se rapproche beaucoup :

Pour faire passer la conduite d'eau de la ville de Washington sur les rivières College Branch et Rock-Creek, on s'est borné à appuyer sur deux culées deux files curvilignes de tuyaux à brides posés bout à bout comme des voussoirs suivant un arc de cercle.

Nous empruntons à M. Malézieux la figure 2 de la planche XXXIV, représentant la traversée du Rock-Creek, dont il donne la description suivante :

« Sur le Rock-Creek l'arc a 61 mètres d'ouverture et 6^{m},10 de flèche. Les tuyaux sont en fonte et ont 1^{m},22 de diamètre intérieur. Des tympans métalliques, appuyés sur les deux conduites, supportent un tablier de pont de 13^{m},72 de largeur. Ce pont dessert une active circulation entre Washington et Georgetown ; des omnibus le parcourent sur des rails qui reposent sur le plancher. Depuis plus de dix ans que cette conception si simple et si hardie du général Meigs est réalisée et soumise aux épreuves variées de la pratique, elle ne paraît avoir donné lieu à aucun mécompte. Les rapports annuels ne signalent pas d'autres travaux d'entretien qu'un renouvellement de la peinture, à effectuer tous les deux ans, et des réparations de plancher. »

Pont de Villeneuve Saint-Georges. — Le pont de Villeneuve-Saint-Georges, que représentent les figures 2 à 5 de la planche XXX, a été construit par M. l'ingénieur Poirée, sous les ordres de M. Julien, pour la traversée de la rivière d'Yères, par le chemin de fer de Paris à Lyon.

Il comprend trois arches de 15 mètres d'ouverture, surbaissées au dixième, et son axe fait avec le fil de l'eau un angle de 60°. Il est dans une courbe de 1000 mètres de rayon, ce qui a forcé à porter à $8^m,40$ la distance entre les parapets.

L'adoption d'arcs en fonte au lieu d'arcs en maçonnerie était nécessitée par le peu de hauteur disponible et par la grande inclinaison du biais.

Chaque arche est formée de sept arcs en fonte, ayant $0^m,55$ de hauteur à la clef et une dimension de $0^m,70$ suivant le rayon des naissances; les sections de ces arcs pleins sont indiquées par les figures 4 et 5. Les arcs de tête sont composés avec cinq voussoirs, et les arcs intermédiaires avec trois seulement. A chaque voussoir de tête est adhérente la partie correspondante du tympan venue de fonte avec lui.

Les piles et culées sont en maçonnerie; mais sur les piles les retombées de deux arcs en prolongement l'un de l'autre sont reçues par un sommier trapézoïdal en fonte, surmonté lui-même d'un panneau plein en fonte prolongeant la pile. Le dernier morceau du tympan s'assemble à rainure avec ce panneau, et de la sorte on laisse un certain jeu à la dilatation.

Sur le sommet des arcs et sur l'horizontale supérieure des tympans, on a boulonné une corniche moulurée en fonte surmontée d'un parapet également en fonte.

Les arcs sont entretoisés par un plancher formé de plaques de fonte supportant une couche de ballast de 1 mètre de hauteur.

Les voussoirs d'un arc s'appuient l'un sur l'autre par des portées soigneusement rabotées.

On voit que, dans cette construction, on a recherché la massiveté et non la légèreté, comme au pont du Carrousel.

« Dans les ouvrages destinés à supporter les rails d'un chemin de fer, dit M. Poirée dans sa notice descriptive, la légèreté n'est pas une condition rationnelle; le poids énorme et la grande vitesse des véhicules qui parcourent ces voies, déterminent des ébranlements considérables dont les effets destructeurs augmentent proportionnellement à la réduction de masse des constructions qui doivent en subir l'action. Si le système est léger et rigide, les parties peuvent en être brisées ou désunies; s'il est léger et élastique, il peut subir des déformations qui en altèrent à la longue la solidité. Il y a donc avantage, à ce point de vue, pour les viaducs de chemin de fer, à augmenter la masse de la construction dans des limites qui soient compatibles avec l'économie et la régularité des formes.

« La charge permanente répartie sur la travée tend à restreindre, entre des limites très-resserrées, la partie de la flexion résultant des déformations des arcs, et elle a surtout pour effet de diminuer les oscillations et les vibrations du système sous l'action d'un poids roulant.

« La disposition adoptée, en reliant les arcs par un plancher général, donne au contreventement une perfection qu'on est loin d'atteindre avec des pièces isolées; la parfaite solidarité de l'ensemble des arcs empêche les déversements et favorise la régulière distribution des efforts. »

Le poids total des fontes absorbées par le pont de Villeneuve-Saint-Georges est

de 272,120 kilogrammes, et il faut compter en outre 3,597 kilogrammes de fer pour boulons, tirants, cales et vis.

M. Poirée fait remarquer que, dans le calcul, on suppose les pressions uniformément réparties sur toute la section de l'arc, mais que cela n'est pas vrai dans la pratique; sous l'influence des variations de température et de charge, la flèche de l'arc est soumise à des variations continuelles, et il n'y a qu'une valeur de la flèche pour laquelle on obtienne la répartition uniforme.

Cette variation des flèches est nettement indiquée par les cales qu'on interpose entre les abouts des arcs et leur embase; ces cales étant posées par un temps froid et enfoncées au marteau, si le soleil vient à darder ses rayons sur l'arc, on s'aperçoit que les cales ne tiennent plus et qu'on peut les enlever à la main. Donc, suivant le sens de la variation de la flèche, les joints des voussoirs tendent à s'ouvrir à l'extrados ou à l'intrados, et les pressions s'accumulent à l'intrados ou à l'extrados. Cet effet se trouve contrarié par le boulonnage plus ou moins énergique, et la variation est amoindrie lorsque la charge permanente a une valeur considérable; en tous cas, il semble prudent d'en tenir compte et de rester pour la valeur de la charge supposée uniformément répartie bien au-dessous de la limite qu'indiquent les expériences faites sur des prismes en fonte chargés debout.

Il existe donc dans les arcs en fonte de grande hauteur, notamment près des appuis, des pressions obliques sur l'arc moyen, et ces pressions peuvent devenir très-dangereuses avec des arcs évidés, ainsi qu'on l'a vu au pont d'Austerlitz.

Pour les grandes portées, on ferait bien de ne pas adopter des arcs de grande hauteur; mieux vaudrait, comme Polonceau l'a indiqué, composer l'arc avec deux sections symétriques accolées.

M. Poirée s'est livré à des recherches sur les pressions transmises aux arcs de quelques ponts connus; les résultats en sont consignés au tableau suivant :

INDICATION DES OUVRAGES.	MODE DE CONSTRUCTION.	ESPACEMENT DES ARCS.	OUVERTURE.	FLÈCHE.	HAUTEUR DES ARCS.	PRESSION PAR MILLIM. CARRÉ POUR LA CHARGE FIXE.	PRESSION TOTALE, CHARGE ET SURCHARGE RÉUNIES.
		m.	m.	m.	m.	kg.	kg.
Pont d'Austerlitz.	Voussoirs évidés	1.95	32.30	3.23	1.25	5.95	4.40
Pont du Carrousel..	Syst. Polonceau.	2.80	47.00	4.90	0.84	1.90	2.31
Viaduc du canal Saint-Denis.	Id.	2.10	31.22	3.45	0.84	1.03	1.81
Viaduc de Villen.-St-Georges	Double T.	1.34	15.00	1.50	0.55 et 0.70	1.73 et 1.88	2.59 et 2.81
Viaduc du Mée.	Id.	1.34	40.00	5.00	1.15	1.81	2.54
Viad. de la gare de Charenton	Id.	1.34	35.00	4.00	1.00	1.81	»
Viaduc de Bernières.. . . .	Id.	1.13	22.00	2.45	0.50	1.19	1.95
Viaduc de Montereau. . . .	Id.	1.13	24.60	3.13	0.50	1.19	»
Viaduc de Nevers.	Id.	1.312	42.00	4.55	1.15	2.00	2.70
Viaduc du Rhône.	Id.	1.25	60.00	5.00	1.70	2.80	3.36
Viaduc de la Mulatière. . .	Syst. Polonceau.	1.20	40.14	4.50	0.90	1.00	1.44

Nous ne rapporterons pas les expériences de M. Poirée sur l'influence de la température et des charges roulantes, car nous trouverons plus loin d'autres expériences du même genre, et nous rappellerons seulement une de ses prescriptions, fort importante pour les arcs en fonte :

Les dimensions des piles élevées entre des travées composées de grands arcs doivent être établies de manière à résister dans une certaine limite aux poussées résultant des charges accidentelles.

Pont de Nevers. — Le pont de Nevers (figure 1, planche XXX), construit, en 1849, sous la direction de M. l'ingénieur Boucaumont, pour l'embranchement du chemin de fer du centre, comprend sept arches de 42 mètres d'ouverture et de 4^m,55 de flèche.

Chaque arche est formée de sept arcs en fonte espacés de 1^m,3125 d'axe en axe. Ces arcs sont pleins : leur section est un double T, dont les branches externes sont recoupées pour les arcs de rive ; leur hauteur est de 1^m,15 et leur épaisseur de 0^m,035 ; un arc est constitué par onze voussoirs, qui se touchent par des portées parfaitement rabotées et qui sont boulonnés les uns aux autres par l'intermédiaire de collets transversaux saillants.

Dans chaque arche on compte 120 entretoises horizontales formées par des tubes creux en fonte de 0^m,08 de diamètre, à l'intérieur desquels sont logés des tirants en fer forgé de 0^m,03 ; on compte en outre 36 croix de Saint-André, placées dans des plans normaux à l'intrados (fig. 6 à 12).

Enfin, le contreventement est complété par un plancher en plaques de fonte reposant sur les tympans ; ceux-ci sont évidés et formés de châssis dont les côtés ont une section en T et les diagonales ou traverses une section en croix à quatre branches égales ; l'épaisseur uniforme de toutes les pièces de châssis est de 30 millimètres. Ces châssis dessinent dans les tympans comme une arête de poisson.

Sur la ligne horizontale supérieure de ces tympans évidés, on boulonne une corniche pleine en fonte moulurée qui supporte elle-même un garde-corps en fonte.

Le plancher en fonte et les deux corniches constituent un coffre de 7^m,90 de large et de 0^m,75 de haut, que l'on remplit de ballast. La voie est posée dans ce ballast comme elle le serait en plaine.

Les piles et culées sont en maçonnerie ; les piles règnent sur toute la hauteur de l'ouvrage et forment entre les arches des massifs qui rendent moins facile la propagation des vibrations. Ces piles reposant sur un socle de 6^m,10 de largeur n'ont que 5^m,10 au niveau de la retombée des arcs, et le pilastre qui les surmonte n'a que 3^m,50.

Les tympans pénètrent dans une rainure ménagée dans la maçonnerie et on a eu soin de leur réserver un certain jeu.

Les voussoirs de retombée de chaque arc sont reçus sur des coussinets en fonte, dont les figures 8 et 12 donnent l'élévation et la coupe ; ces coussinets évidés, à nervures transversales, ont une large base d'appui sur les maçonneries ; des cales, interposées entre eux et le voussoir extrême permettent de régler la pose et de rendre tous les voussoirs parfaitement jointifs.

Les épreuves furent faites de la manière suivante :

1° Passage sur une seule voie de trois locomotives avec tenders, occupant 39 mètres de longueur et pesant 96,000 kilogrammes ;

2° Passage de deux trains ainsi formés sur les deux voies en même temps ;

3° Stationnement des deux trains sur chaque arche ;

4° Mêmes expériences en attelant à chacun des groupes de 3 locomotives 24 wagons de ballast pesant 5 tonnes;

5° Réunion des six locomotives et de tous les wagons de manière à former un train de 350 mètres, c'est-à-dire plus long que le viaduc.

Lorsqu'un train arrivait à une travée, la travée voisine se relevait d'une quantité variant de $0^m,0015$ à $0^m,0012$. On a constaté que les arches revenaient très-sensiblement à leur position première après le passage des trains, que la vitesse des trains était sans influence sensible sur l'abaissement des arcs.

Sous la charge de deux trains de 3 locomotives arrêtés au milieu des arches, les arcs ont baissé en moyenne de 8 millimètres; l'abaissement maximum a été de 12 millimètres.

Les variations de flèche produites par la température sont bien autrement considérables; ainsi, la température de l'air variant d'une vingtaine de degrés, la flèche des arcs variait de 18 millimètres.

Après les épreuves, on a visité attentivement toutes les pièces et on n'a constaté ni rupture, ni déformation.

Pont de Tarascon. — Le pont de Tarascon, représenté par les figures 1 de la pl. XXXI et 2 à 5 de la pl. XXXII, a été établi sur le Rhône, entre Beaucaire et Tarascon, pour relier la ligne d'Avignon à Marseille avec la ligne de Cette.

Il comprend sept travées de 62 mètres d'ouverture entre les faces verticales des piles dont l'épaisseur est de 9 mètres. Les piles portent au niveau de la naissance des arcs une sorte de chapiteau faisant saillie d'un mètre sur la face verticale inférieure et recevant la retombée des arcs en fonte. Par cette disposition, l'ouverture des arcs en fonte est réduite à 60 mètres; leur flèche est de $5^m,00$. Les travées sont séparées par des piles de 21 mètres de long et de 9 mètres de large.

Les piles règnent sur toute la hauteur du pont; elles sont destinées à former culées en cas de rupture d'une travée et à éteindre les vibrations dues au passage des trains. La fondation en est descendue à 8 ou 10 mètres au-dessous de l'étiage; cette fondation très-coûteuse est indiquée sur l'élévation générale.

Le massif de béton, qui supporte une pile, repose sur le sable par une surface de 260 mètres carrés; la pression transmise à cette surface comprend :

Le poids propre de la pile.	11000	tonnes.
Le poids d'une arche balastée.	1700	—
Le poids de deux trains de marchandises couvrant l'arche	300	—

La pression sur le sable est de 5 kilogrammes par centimètre carré, et le passage des trains n'entre que pour $\frac{1}{43}$ dans la valeur de cette pression.

Chaque travée est franchie par huit arcs en fonte; l'espacement des arcs intermédiaires est de $1^m,25$ d'axe en axe, et les arcs de rive sont à $1^m,355$ des précédents.

Nous avons fait le calcul de ces arcs au chapitre Ier du présent ouvrage, et la figure 9 *bis* de la planche II en représente la section. Chaque arc, de $1^m,70$ de hauteur, est composé de dix-sept voussoirs; les voussoirs des naissances reposent sur des coussinets en fonte placés sur les coussinets en granit des piles.

Sur les voussoirs reposent les tympans en fonte qui comprennent deux séries de pièces : 1° des montants ou panneaux rigides, avec deux évidements rectangulaires, ils ont $1^m,10$ de large et sont à cheval sur les joints des voussoirs en s'appuyant sur la plate-forme de l'entretoise horizontale qui relie la partie su-

périeure des joints des voussoirs ; 2° des châssis légers et évidés placés entre les montants.

Les arcs sont entretoisés à l'intrados et à l'extrados par des pièces horizontales en fonte. Les entretoises d'extrados sont des caisses renversées de 0m,185 de hauteur et de 0m,04 d'épaisseur ; elles sont entaillées à leurs extrémités et présentent une mortaise à queue d'hironde qui embrasse les faces de joint de deux voussoirs contigus ; ces faces portent à cet effet des redans venus de fonte avec les voussoirs. Les entretoises d'intrados sont la moitié des précédentes. La rigidité de cet entretoisement a permis de supprimer les croix de Saint-André transversales.

Les tympans sont entretoisés par des croix de Saint-André et par le plancher supérieur formé de plaques de fonte bombées de 0m,018 d'épaisseur, boulonnées entre elles et avec les tympans ou voussoirs.

Les tympans et arcs de rive supportent une corniche moulurée et un garde-corps en fonte ; à l'intérieur de la corniche, on voit un mur en maçonnerie ordinaire recouvert d'une dalle horizontale formant trottoir.

Le coffre formé par les deux murs de rive et le plancher en fonte est rempli d'une couche de ballast servant à l'établissement de la voie.

Les arcs en fonte ont été montés sur un cintre en charpente. Sur les coussinets en granit, aussi bien dressés que possible, on a appliqué une couche de mastic au minium sur laquelle on a posé les coussinets en fonte ; ceux-ci ont été présentés plusieurs fois jusqu'à ce qu'on ait obtenu un contact satisfaisant, puis on les a battus avec un mouton de bois de manière à réduire à 0m,001 l'épaisseur de la couche de mastic. Et, enfin, on les a fixés et scellés d'une manière définitive.

Les joints des voussoirs sont parfaitement rabotés et protégés contre l'oxydation par une couche de peinture au minium très-claire ; les voussoirs sont présentés et ajustés sur l'épure avant le levage, et le montage a lieu des naissances vers la clef.

Influence des variations de température. — Les variations de température produisent sur les arcs en fonte des variations de flèche très-considérables, qui ont été observées avec soin par MM. les ingénieurs Desplaces et Collet-Meygret et relatées dans un mémoire inséré aux *Annales* de 1854.

Mais la difficulté est de connaître la température réelle de la fonte, qui diffère notablement de la température atmosphérique extérieure. Pour y arriver, on a pratiqué dans les voussoirs des trous que l'on remplissait de mercure, et au sein du mercure on logeait la boule d'un thermomètre, que nous appellerons thermomètre intérieur, par opposition au thermomètre extérieur suspendu à l'air libre au-dessus du voussoir.

En juin, juillet, août, septembre et octobre 1851, le thermomètre extérieur a oscillé de 3° à 31°. A 6 heures du matin, le thermomètre intérieur était toujours plus bas que le thermomètre extérieur et la différence a atteint 6°. Cette différence diminuait et finissait par s'annuler vers 8 ou 9 heures ; à partir de 10 heures, le thermomètre intérieur dépassait le thermomètre extérieur, la différence prenait son maximum de 2 à 3 heures de l'après-midi, et ce maximum variait de 9° à 16°.

Ainsi, c'est au thermomètre intérieur seul qu'il faut s'en rapporter pour connaître la température exacte de la fonte.

Le relèvement de la clef de chaque arc a toujours été proportionnel à l'accroissement de température, et ce relèvement a été en moyenne de 0m,00135 par

degré centigrade. La différence de température entre les deux arcs extrêmes, exposés l'un au midi, l'autre au nord, n'a pas dépassé 5°, et la différence entre deux arcs contigus n'a pas dépassé 3°. Les entretoises communiquent d'un arc à l'autre une partie de la différence de température et de la différence de relèvement.

Influence de la peinture. — La peinture dont les pièces de fonte sont recouvertes a une influence notable sur leur température intérieure. Ainsi, la température au soleil et à l'air étant de 40°, les voussoirs prenaient la température suivante :

39°	s'ils étaient	peints en blanc à l'huile,
45°	—	en jaune à l'huile,
46°	—	à l'état brut sans enduit,
49°	—	peints en rouille à l'huile,
52°	—	en rouge à l'huile,
53°	—	au vert olive à l'huile,
54°	—	au sable avec du coaltar et de la chaux,
55°	—	en noir à l'huile.

Partant de là, on a recouvert les faces extérieures des voussoirs directement exposées au soleil d'une peinture en gris d'acier à l'huile et les faces intérieures en noir au sable avec du coaltar et de la chaux.

Ces faces, préalablement décapées et brossées ont reçu d'abord une couche de coaltar pur, puis une autre couche composée en poids de $\frac{2}{3}$ de coaltar et de $\frac{1}{3}$ de chaux en poudre et saupoudrée de sable; cet enduit a coûté de 0f,50 à 0f,70 le mètre carré.

Abaissements à la clef pendant la pose du ballast. — Le ballast a été posé en trois couches à peu près égales, pesant en tout 507,600 kilogrammes; chaque couche a produit à la clef des arcs intermédiaires un abaissement de 8 millimètres, soit 24 millimètres d'abaissement total.

Charges roulantes. — Pendant les épreuves par charges roulantes, on a reconnu que le mouvement transversal de flambage et le mouvement dans le sens longitudinal étaient sensiblement nuls : la déformation en plan n'est donc pas appréciable.

Pour chaque augmentation de charge de 100 tonnes, également réparties sur le plancher, l'affaissement à la clef des arcs est de $0^m,004$ lorsque ces arcs ne supportent aucune charge permanente, et il est compris entre $0^m,003$ et $0^m,0033$ lorsque les arches sont complètes. L'affaissement pour chaque chargement de 100 tonnes diminue à mesure que la charge des voûtes augmente de poids et de rigidité.

Coefficient d'élasticité de la fonte. — En calculant l'abaissement théorique que devaient prendre les arcs à la clef, MM. Desplaces et Collet-Meygret sont arrivés à des résultats qui se trouvent en désaccord complet avec ceux que fournit l'expérience. C'est qu'ils avaient adopté pour la valeur du coefficient d'élasticité E de la fonte le nombre 12,000,000, qui ne convient qu'à des pièces de petites dimensions.

Pour de la fonte mise dans des conditions de dimensions et d'appui analogues à celles du pont de Tarascon, il convient de réduire la valeur du coefficient d'élasticité à 6,000,000, ainsi que l'ont montré des expériences directes exécutées sur les pièces du viaduc.

Pour des fontes différentes et de dimensions plus fortes, le coefficient d'élasticité peut même descendre à 3,000,000.

Voici du reste les conclusions des savants expérimentateurs :

On peut considérer comme inégalement élastiques les deux métaux que l'on distingue dans une même pièce de fonte lorsqu'on vient à la rompre. Le métal extérieur, qui a été soumis à la trempe, est le plus résistant et le moins élastique, c'est-à-dire celui pour lequel E a la plus grande valeur, et le métal inférieur, à tissu plus lâche, est le moins résistant et le plus élastique, c'est-à-dire celui pour lequel E a la plus petite valeur. De ces considérations on déduit que : 1° de deux pièces semblables de la même fonte, la plus grosse donnera la plus faible valeur de E ; 2° une même pièce, chargée de la même manière et sous les mêmes assemblages, donnera, lorsqu'elle sera présentée sous différentes faces, des valeurs moyennes de E différentes, dépendantes du moment d'inertie de sa section comparé au moment d'inertie de son périmètre ; 3° dans une même pièce de fonte on trouvera pour E une valeur d'autant moindre que, dans les joints d'assemblage et par le mode de chargement, on laissera libre une plus grande portion du périmètre, de manière qu'une plus grande partie du métal extérieur, le moins élastique, soit entraînée par le métal intérieur, le plus élastique, au lieu de le retenir.

La frayeur qu'inspirait l'emploi des grosses pièces de fonte n'est donc pas justifiée; si les voussoirs évidés du pont d'Austerlitz ont éprouvé tant de ruptures, ce n'est pas que les voussoirs y fussent trop chargés, c'est qu'ils étaient assemblés avec trop de rigidité et coulés sous des épaisseurs très-faibles, réduisant au minimum leur élasticité. — Au contraire, les pièces en fonte d'une épaisseur notable sont beaucoup plus élastiques que le fer : à section égale, elles résistent beaucoup mieux que lui à la compression et coûtent moins cher. Leur emploi semble donc avantageux, tant qu'elles n'ont pas à résister à des efforts de traction.

Cette conclusion paraît généralement admise aujourd'hui, ainsi que nous le dirons plus loin, d'autant plus que la fonte résiste infiniment mieux que la tôle et le fer à l'influence destructive des intempéries atmosphériques et de la rouille.

Viaduc du Var. — Le viaduc construit sur le Var pour le passage de la ligne de Toulon en Italie comprend six arches en fonte de 50 mètres d'ouverture et de 4^{m},50 de flèche, dont les naissances se trouvent à 4^{m},45 au-dessus de l'étiage.

Les piles ont 4 mètres d'épaisseur à la base et les culées 12 mètres.

Une arche est composée de six arcs : les quatre arcs d'amont, espacés de 2^{m},25 d'axe en axe pour les arcs extrêmes et de 1^{m},32 seulement pour les deux arcs intermédiaires, portent une double voie ferrée, les deux arcs d'aval, espacés de 5^{m},64 d'axe en axe, livrent passage à une route ordinaire, et les deux arcs contigus de la voie ferrée et de la voie ordinaire sont à 1^{m},65 l'un de l'autre.

Largeur totale entre les arcs extrêmes, 13^{m},11.

Les arcs sont tous égaux et formés de voussoirs pleins, en triple T, de 1^{m},40 de hauteur à la clef et de 1^{m},90 aux naissances, avec une épaisseur moyenne de 0^{m},034.

Les arcs sont entretoisés par des bielles horizontales et par des cadres transversaux placés dans les reins des arches. Sur la nervure extrados de ces arcs sont boulonnés les tympans en fonte évidée.

Les tympans sont entretoisés par des croix de Saint-André, et surtout par des poutrelles en fonte, placées à la partie supérieure, espacées de 1^{m},50, et supportant de petites voûtes en briques, que recouvre une couche de ballast

de 0m,50 pour la voie ferrée, et une chaussée empierrée de 0m,20 pour la route ordinaire.

En encorbellement sur les arcs de rive règne un trottoir de 1 mètre de large composé de plaques de fonte striées.

La voie ferrée, d'une largeur totale de 8 mètres, est séparée de la route, d'une largeur totale de 6m,86, par une barrière à claire-voie de 1m,50 de hauteur.

Lors des épreuves par charge fixe, à raison de 4000 kilogrammes par mètre courant d'une voie ferrée et de 2500 kilogrammes par mètre courant de la route, les abaissements à la clef en partant de l'arc amont qui limite la voie ferrée ont été, pour les six arcs successifs, de :

40, 39, 37, 36, 35 et 27 millimètres.

Dans les épreuves par charges roulantes, on a constaté que l'augmentation de la vitesse n'entraîne pas l'augmentation de la flexion.

La description des épreuves exécutées par M. l'ingénieur Vigan est donnée dans les *Annales des ponts et chaussées* de mai 1869.

Pont de la Voulte. — Le pont de la Voulte sur le Rhône sert au passage de l'embranchement sur Privas qui se détache du chemin de fer de Lyon à Marseille. Les fondations en ont été établies à l'air comprimé, et nous en avons fait la description en traitant de l'*Exécution des travaux*.

Il comprend cinq arches en fonte de 55m,60 d'ouverture et de 5m,15 de flèche; sa largeur est de 6 mètres et se subdivise en deux trottoirs de 0m,86 chacun et une voie de 4m,28.

Chaque travée est franchie par quatre arcs en fonte, ayant 1m,50 de hauteur à la clef et 2m,20 aux naissances. Le rayon d'extrados est de 91m,21 et le rayon d'intrados 77m,708.

Chaque arc est formé de treize voussoirs, et la section transversale des arcs est un triple T, c'est-à-dire qu'elle offre trois nervures, deux aux extrémités et une au milieu. Les voussoirs des arcs intermédiaires sont pleins; ceux des arcs de tête présentent chacun quatre évidements rectangulaires; les premiers ont une épaisseur variable et croissante des naissances, où elle est de 0m,038 à la clef, où elle est de 0m,044; les seconds ont une épaisseur uniforme de 0m,028. Les voussoirs d'un même arc sont réunis entre eux par des boulons traversant les rebords saillants ménagés au droit des joints. Ces arcs reposent sur les piles par l'intermédiaire de coussinets en fonte, munis de boulons d'attache avec eux et de boulons de scellement dans la maçonnerie de la pile, ainsi que de coins en fer pour régler la pression.

Les tympans sont composés de panneaux trapézoïdaux en fonte, évidés et divisés en deux parties par un arc intermédiaire entre l'intrados et la corniche de couronnement. Ces panneaux ont 0m,02 d'épaisseur; ils sont boulonnés sur la nervure de l'extrados des arcs et maintenus dans la position verticale par les pièces de pont et les entretoises, qui sont nombreuses et résistantes.

La partie du tablier qui supporte la voie est formée par des pièces de pont en fonte, à section transversale en double T, avec branches inégales, espacées de 1m,10 d'axe en axe; elles sont réunies par de petites voûtes en briques, recouvertes d'une chape en bitume, qui reçoit le ballast de la voie.

Les trottoirs sont supportés par des pièces de pont espacées de 2m,21; des longrines en bois servent d'intermédiaires entre celles-ci et un plancher de 0m,04

d'épaisseur; les nervures des arcs et celles des tympans forment d'un côté la bordure du trottoir, de l'autre la corniche de couronnement sur laquelle est ajusté le garde-corps.

Le poids des fontes, non compris le garde-corps, s'est élevé à 260,000 kilogrammes par arche, et le kilogramme est revenu à $0^{f},34$, y compris la pose, mais non la peinture. (*Renseignements extraits du portefeuille de l'École des ponts et chaussées.*)

Pont d'El Kantara. — Le pont d'El Kantara, à Constantine, franchit le ravin du Rummel, dont la profondeur est de 120 mètres et la section transversale celle d'un entonnoir : les parois rocheuses, évasées au sommet, se rapprochent à la base et deviennent presque verticales.

Le pont se compose de deux viaducs en maçonnerie, formés d'arches en plein cintre de 16 mètres d'ouverture, et d'une grande arche en fonte qui franchit le gouffre. Cet ouvrage est représenté par les figures 2, 3 et 4 de la planche XXXI.

L'arche en fonte comprend cinq arcs de 56 mètres de corde et de 7 mètres de flèche; la hauteur des arcs est constante et égale à $1^{m},50$. Leur section transversale est de 54,480 millimètres carrés ; elle est formée d'une âme évidée et de deux nervures extrêmes comme on le voit sur la coupe transversale. Les arcs de rive sont ornés et moulurés. Les tympans, boulonnés d'une part sur l'extrados de l'arc et d'autre part à la corniche, sont des châssis en fonte, formés de couronnes d'où partent des bras rayonnants; le parapet, en fonte très-ornée, est maintenu par des pilastres boulonnés sur la corniche.

La largeur du pont est de 10 mètres, qui se divisent en une chaussée de 6 mètres et deux trottoirs de 2 mètres. La chaussée est portée par des plaques de fonte légèrement cintrées, boulonnées sur l'arête supérieure des tympans. Les trottoirs sont constitués par une plaque de fonte striée.

C'est à M. Georges Martin que l'on doit le projet et la construction de l'arche métallique; voici le poids des diverses parties de cette arche :

Poids des	cinq arcs	143374	kilog.
—	tympans	91589	—
—	entretoises	28475	—
—	plaques du plancher	88682	—
—	plaques de retombée	6234	—
—	Corniche, garde-corps et ornements	43908	—
—	fers, boulons, cales	6000	—
—	limaille	6087	—
	TOTAL	414,349	—

La pression par millimètre carré, sous la charge fixe et sous la charge d'épreuve, est de :

Au sommet des arcs	$2^{k},18$ et $4^{k},31$
Aux naissances	$2^{k},59$ et $4^{k},57$

La grande difficulté de la construction était l'établissement des cintres destinés à supporter les arcs pendant le montage : on ne pouvait établir de supports intermédiaires, et il fallait recourir à des cintres retroussés. On en composa les fermes avec quatre arcs en bois de $56^{m},90$ de corde et de $7^{m},60$ de flèche : chaque arc avait une hauteur de $2^{m},04$, employait 61 mètres cubes de bois, et était composé à peu près comme une poutre américaine.

Mais on n'avait fait que déplacer la difficulté, et il fallait créer un échafaudage pour construire l'arche en bois; on obtint cet échafaudage au moyen d'une passerelle suspendue. Au lieu de câbles, on eut recours à quatre grosses chaînes que fournit la marine; ces chaînes soutenaient par des tiges verticales une passerelle légère en bois, dont le tablier était cintré comme l'intrados de l'arche en bois. C'est donc sur ce tablier qu'on put établir sans peine les arcs en bois, qui furent calés avec soin avant de recevoir les voussoirs en fonte.

Un système analogue pourrait être mis en œuvre pour la construction des arches en maçonnerie.

Pont de Solferino. — Le pont de Solferino, placé sur la Seine, à Paris, entre le pont Royal et le pont de la Concorde, met en communication le quartier Saint-Germain avec le jardin des Tuileries.

Sa longueur entre les culées est de 144m,50, qui se subdivisent en

3 arches de 40 mètres d'ouverture chacune,
2 piles de 3m,25,
2 culées de 9m,00;

l'arche du milieu est surbaissée au $\frac{1}{10}$ et la hauteur de l'intrados à la clef est de 8m,85 au-dessus de l'étiage; les deux autres sont surbaissées à un peu plus du onzième.

Les piles et les culées sont en maçonnerie et les arches en fonte. Les têtes sont surmontées de garde-corps également en fonte, qui laissent entre eux une largeur de 20 mètres, partagée entre une chaussée macadamisée de 12 mètres et deux trottoirs de 8 mètres de largeur ensemble.

Les parties supérieures des piles, au-dessus des avant et arrière-becs, sont en maçonnerie et décorées d'écussons sculptés dans la pierre de Sainte-Ylie.

Chaque arche est formée de neuf arcs, espacés de 2m,50 d'axe en axe, ayant 0m,85 de hauteur à la clef et 1m,20 aux naissances : un arc comprend 15 voussoirs de 3 mètres environ de longueur, assemblés au moyen de boulons en fer forgé suivant des faces de joint parfaitement dressées. Le premier et le dernier de ces voussoirs sont boulonnés sur des coussinets en fonte à large empatement, qui sont eux-mêmes scellés sur des sommiers en pierre de Sainte-Ylie et transmettent ainsi aux piles et aux culées la pression de chaque arc en la répartissant sur une grande surface.

Les voussoirs des arcs de rive sont évidés et ceux des arcs intermédiaires sont pleins. Les uns et les autres sont surmontés de tympans composés de châssis en fonte qui présentent une suite de montants espacés entre eux de 1m,34, comme les poutrelles du tablier, auxquelles ils servent de supports. En outre de ces poutrelles qui par elles-mêmes constituent déjà un puissant contreventement, des entretoises au nombre de vingt pour chaque arche, réparties deux par deux entre les voussoirs inférieurs des arcs qui échappent à l'action directe du tablier, concourent à assurer la parfaite rigidité de tout le système.

Les poutrelles en fonte du tablier, espacées de 1m,34, affectent la forme d'un T en coupe transversale et servent de retombée à des voûtes en brique de 0m,22 d'épaisseur dont l'ensemble constitue le tablier Une chape en ciment les recouvre et reçoit l'empierrement d'une chaussée dont la pente longitudinale de chaque côté du pont est de 0,02 par mètre.

Les dimensions des différentes pièces ont été calculées de manière que sous

une surcharge de 600 kilogrammes par mètre superficiel la fonte ne travaille pas à plus de 5 kilogrammes par millimètre carré.

Toutes les pièces ont été fondues à l'usine de Fourchambault et ont été éprouvées sur place. Il n'a été expédié à Paris que celles qui ont supporté ces épreuves avec succès. Le poids total de ces fontes s'est élevé à 1,130,359 kilogrammes. La dépense totale de construction s'est élevée à 1,089,943 francs, chiffre dans lequel l'établissement des arches en fonte est entré pour une somme de 644,000 francs. (Renseignements extraits de la notice de M. Feline Romany.)

Pont Saint-Louis. — Le pont Saint-Louis construit sur la Seine, à Paris, entre la pointe de l'île Saint-Louis et la Cité est formé d'une seule arche en arc de cercle de 64 mètres de corde et de $5^{m},82$ de flèche.

Cette arche en fonte repose sur des culées de 10 mètres d'épaisseur maçonnées avec du mortier renfermant 350 kilogrammes de Portland pour un mètre cube de sable.

L'arche supporte une chaussée de 10 mètres, bordée par deux trottoirs de 3 mètres chacun; elle comprend neuf arcs en fonte, espacés de 2 mètres d'axe en axe (fig. 1 à 3, pl. XXXIII).

Les arcs de rive sont pleins, bombés vers l'extérieur et décorés de gros clous ou boutons coniques : ils ont $1^{m},10$ à la clef et $1^{m},80$ aux naissances; les sections correspondantes sont de 65,480 et 81,500 millimètres carrés.

Les arcs intermédiaires, pleins et droits avec nervure centrale et nervures extrêmes, sont renforcés à la partie haute par un talon en simple T; leur hauteur est de $1^{m},80$ aux naissances et de $1^{m},20$ à la clef. Leur âme verticale a une épaisseur variant de $0^{m},052$ aux parties extrêmes jusqu'à $0^{m},038$ au milieu; les nervures de $0^{m},045$ d'épaisseur moyenne ont $0^{m},40$ de largeur. La rigidité est assurée non-seulement par la nervure centrale, mais encore par des nervures transversales. La section de ces arcs à la clef et aux naissances est de 91,830 et 100,000 millimètres carrés.

Chaque arc comprend onze voussoirs, solidement boulonnés les uns aux autres et se touchant par des faces de joint bien rabotées. Les voussoirs supérieurs sont entretoisés par les poutrelles du plancher et par des entretoises verticales allant d'une rive à l'autre et placées entre les joints des voussoirs; quant aux voussoirs inférieurs, comme ils n'ont point le secours des poutrelles, on les réunit par des entretoises horizontales placées alternativement à l'intrados et à l'extrados.

Chaque arc est reçu sur les culées par une plaque de fonte de $1^{m},80$ de hauteur et $0^{m},80$ de largeur, scellée sur un sommier inébranlable en pierre de taille.

Les tympans sont composés de panneaux évidés boulonnés sur l'extrados des arcs; leurs joints se découpent avec ceux des voussoirs.

Les tympans de rive supportent une corniche en fonte dans laquelle s'assemblent à queue d'aronde les pilastres du garde-corps également en fonte.

Les poutrelles en fonte formant pièces de pont sont espacées de 2 en 2 mètres et s'assemblent, soit avec les arcs soit avec les tympans, au moyen de boites en queue d'aronde; les vides de l'assemblage sont remplis par du mastic à la limaille de fer.

Sur les poutrelles en fonte reposent des voûtes en brique de $0^{m},11$ d'épaisseur, 2 mètres de corde et $0^{m},30$ de flèche : l'expérience a montré que ces voûtes, maçonnées au ciment de Portland, pouvaient supporter sans se rompre

une charge de 10,000 kilogrammes au mètre carré : c'est à la suite de cette expérience qu'on a renoncé aux deux rangs de briques employés pour le pont de Solferino.

Le métal est beaucoup mieux employé au pont Saint-Louis qu'au pont de Solferino, et c'est une considération fort importante dans les ponts métalliques :

Au pont Saint-Louis, les arcs absorbent 0,60 du poids total, les tympans 0,16, les entretoises et les poutrelles 0,12;

Au pont de Solferino, les arcs absorbent 0,43 du poids total, et l'entretoisement 0,27.

La fonte employée est de seconde fusion, et, à chaque coulée, la résistance au choc et à la flexion est constatée par des expériences sur des barreaux d'essai.

Les épreuves du pont Saint-Louis ont été faites par une surcharge de 600 kilogrammes au mètre carré, obtenue par une couche de sable de $0^m,37$;

Le pont n'étant chargé que sur une moitié de sa longueur, les arcs ont fléchi d'une manière à peu près égale et la flèche a varié de 36 à 41 millimètres;

Le pont étant chargé sur toute sa longueur, les flèches des neufs arcs ont varié de 148 à 190 millimètres. Ces nombres diffèrent peu de ceux que donne le calcul avec les formules de M. Bresse.

L'arche en fonte a coûté 375,000 francs, et le travail entier 684,000 francs. Le poids du métal par mètre carré est de 723 kilogrammes seulement, tandis qu'au pont de Tarascon il a atteint 1,871 kilogrammes.

La pression par millimètre carré à la clef est de $3^k,721$ sous la charge permanente, et de $4^k,30$ lorsqu'on ajoute la surcharge; au pont de Solferino, les nombres correspondants sont $3^k,55$ et $5^k,03$, et au pont de Tarascon $2^k,80$ est $3^k,36$.

Le projet du pont Saint-Louis a été dressé par MM. les ingénieurs Féline-Romany et Savarin, et la partie métallique exécutée par M. Georges Martin.

Les renseignements précédents sont extraits de la notice dressée par M. Féline-Romany.

Arche de l'Oued-el-Hammam. — Dans les *Annales des ponts et chaussées* de 1868, M. l'ingénieur Renaudot a donné les résultats des épreuves auxquelles a été soumise une arche en fonte de 50 mètres d'ouverture, construite sur l'Oued-el-Hammam pour le passage de la route d'Alger à Oran.

C'est la première application à une grande portée de l'excellent type du pont-route à deux arcs, introduit depuis quelques années par M. Georges Martin.

« Voici, dit M. Renaudot, les données principales de la construction :

Corde de l'intrados des arcs.	$50^m,00$
Flèche, $\frac{1}{11}$ de la corde.	$4^m,50$
Hauteur constante des arcs.	$1^m.40$
Ecartement d'axe en axe.	$4^m,73$
Largeur de la voie charretière.	$4^m,50$
Largeur totale entre les garde-corps. . . .	$6^m,00$

« Les trottoirs, de $0^m,75$ de largeur chacun, sont formés de plaques en fonte rayées à leur surface supérieure et sont supportés en encorbellement par des consoles en fonte.

« La section des arcs se compose : d'une lame verticale pleine de $0^m,026$ d'épaisseur, armée de deux nervures, supérieure et inférieure, de $0^m,27$ de largeur et de $0^m,033$ d'épaisseur. Une nervure intermédiaire, parallèle à celle d'intrados et d'extrados, règne sur la face intérieure des arcs ; elle a $0^m,04$ de largeur sur

0^{m},02 d'épaisseur. D'autres nervures, dans la direction des rayons, divisent l'arc en panneaux parfaitement rigides dans tous les sens.

« Le contreventement transversal et longitudinal de la construction est énergiquement assuré : 1° au-dessous du tablier, par de solides entretoises en fonte, placées à l'intrados et à l'extrados des arcs ; 2° au niveau du tablier par les poutrelles en fer du plancher, hautes de 0^{m},30, et par le plancher en fonte lui-même, qui supporte la chaussée, et qui se compose de plaques bombées longitudinalement et boulonnées entre elles et sur les poutrelles.

« La construction présente ainsi un ensemble tout à fait rigide, s'appuyant, par l'intermédiaire de sommiers en fonte de 1^{m},70 de hauteur, sur les coussinets en pierre de taille des culées. »

L'arche a été soumise à une épreuve par surcharge de 400 kilogrammes au mètre carré, trottoirs compris ; on a chargé d'abord une moitié longitudinale, puis toute la longueur, puis on a enlevé la surcharge sur la moitié qui l'avait reçue la première.

Voici les résultats constatés sous l'influence de la surcharge seule :

1° Les flexions totales aux clefs ont été insignifiantes ; 14 millimètres à l'arc d'amont et 16 millimètres à l'arc d'aval ;

2° L'arche a fléchi symétriquement dans la charge successive de ses deux moitiés longitudinales ;

3° Les flexions permanentes à la clef ont été presque nulles. En effet, elles n'ont pas dépassé 3 millimètres ;

4° L'influence de la température sur des arcs très-surbaissés est considérable. Ainsi, le jour de l'épreuve, de cinq heures à sept heures et demie, les arcs s'abaissent sous l'influence de la surcharge ; mais, à partir de neuf heures et demie, ils se relèvent d'une manière continue, et l'arc d'aval, exposé au soleil levant, monte plus vite que l'autre.

Vers quatre heures et demie, les arcs se sont exhaussés de 14 millimètres, bien qu'ils soient sur le point d'avoir reçu toute la surcharge.

A la nuit, le métal se refroidit par rayonnement ; le matin, il est revenu à sa température initiale, et les arcs sont de 14 millimètres au-dessous de leur position primitive. L'influence de la surcharge est donc moitié moindre que celle d'une différence de température que M. Renaudot évalue à environ 30 degrés centigrades.

L'arche de l'Oued-el-Hammam a absorbé 135,000 kilogrammes de fonte, et 17,500 kilogrammes de fer ; et le prix de revient de la partie métallique a été de 91,000 francs, tout compris.

Pont de Vichy. — Le pont construit récemment à Vichy, sur l'Allier, est remarquable à plus d'un titre. C'est peut-être le premier exemple de fondations à l'air comprimé descendues à 7 mètres seulement au-dessous de l'étiage ; aujourd'hui, l'emploi de l'air comprimé s'est généralisé, et les travaux où l'on a recours à ce système ne sont plus le monopole de quelques grands entrepreneurs. Il est à désirer qu'on le simplifie encore de manière à le rendre économique ; il offre tant d'avantages sur les systèmes anciens qu'on peut bien les acheter par un léger surcroît de dépense. Au pont de Vichy, les fondations à l'air comprimé ont coûté moins cher que l'exécution d'un radier général ou que les fondations par béton immergé dans des caissons en charpente descendus jusqu'au rocher.

Mais, sans nous arrêter plus longtemps à ces considérations, que l'on trouvera bien nettement exposées dans le mémoire fort intéressant que M. l'ingénieur

Radoult de la Fosse a inséré aux *Annales des ponts et chaussées* de 1873, nous nous contenterons de donner, d'après ce mémoire, une description succincte des arches en fonte du pont de Vichy. (Fig. 4, 5, 6, pl. XXXIII.)

Ce pont comprend six travées de 37 mètres d'ouverture, reposant sur cinq piles et deux culées, dont les dimensions, au niveau des naissances des arcs, sont de $2^m,70$ sur $6^m,30$ pour les piles, et $6^m,75$ sur $6^m,20$ pour les culées.

Le socle est placé à l'étiage et les naissances des arcs à $3^m,21$ au-dessus. Les arcs sont surbaissés au dixième, c'est-à-dire que leur flèche est de $3^m,70$.

Il n'y a que deux arcs par arche, et la distance entre leurs parements extérieurs est de $5^m,14$.

La largeur du pont entre parapets est de $6^m,60$, qui se subdivisent en

Une chaussée de.	$4^m,60$
Deux trottoirs de.	$1^m,00$.

Chaque arc, dont la hauteur constante est fixée à 1 mètre, comprend neuf voussoirs égaux, ayant 16 millimètres d'épaisseur ; les voussoirs sont accolés par des joints soigneusement rabotés et boulonnés les uns aux autres ; le dernier voussoir est boulonné sur un coussinet en fonte, et des coins en fer servent à régler le serrage.

Les tympans sont formés de panneaux évidés, dont les montants sont à l'aplomb des joints des voussoirs et qui sont boulonnés sur la nervure extrados des arcs.

L'entretoisement principal est obtenu par les poutrelles en fer formant le plancher de la chaussée ; ces poutrelles, en double T, d'une hauteur de $0^m,35$, espacées de 1 mètre d'axe en axe, sont assemblées dans les arcs et les tympans au moyen de boites venus de fonte avec ceux-ci. L'assemblage est rendu immuable au moyen de cales en fer et d'un mastic à la limaille de fonte, qui durcit très-vite et adhère parfaitement aux pièces en contact. Voici la composition de ce mastic, dont nous avons déjà parlé dans l'exécution des travaux :

Sel ammoniac.	$0^k,125$
Soufre.	$0^k,250$
Eau.	$0^k,600$
Limaille de fonte.	$6^k,000$
Poids total.	$6^k,975$

Le mélange donne lieu à une vive réaction chimique et à un grand développement de chaleur.

L'entretoisement est complété au sommet des arcs par des entretoises horizontales en fonte avec contre-fiches, et sur les retombées par des entretoises en fer. Tous les assemblages se font par des boîtes en fonte avec cales en fer et mastic, de sorte qu'ils possèdent une rigidité parfaite.

Sur les poutrelles reposent des voûtes en briques de $0^m,13$ d'épaisseur, aves chape en ciment de $0^m,025$. Des tuyaux en poterie enchâssés dans ces voûtet servent à l'écoulement des eaux d'infiltration; les eaux de superficie s'écoulen) par des gargouilles en fonte ménagées dans les caniveaux. (Fig. 3, 4, pl. XXXIV.

Le trottoir est soutenu en encorbellement par des consoles en fonte de $0^m,87$ de saillie, espacées de 2 mètres; elles supportent des châssis en fonte recouverts d'une couche de mortier que surmonte une couche de bitume.

Le poids total des fontes employées au pont de Vichy est de 671,495k,60. Le poids par mètre superficiel du tablier est de 458 kilogrammes, dans lesquels les arcs entrent pour 0,32, les tympans pour 0,20, les poutrelles pour 0,12, l'entretoisement pour 0,13, la corniche, les parapets et les pièces diverses pour 0,23.

Pour comparer le pont de Vichy au pont de Solferino et au pont Saint-Louis, il faut les rapporter à la même ouverture, c'est-à-dire réduire les poids des arcs dans le rapport inverse des carrés des ouvertures; après cette opération, on trouve que le poids des arcs par mètre carré de tablier est d'environ 145 kilogrammes pour le pont de Vichy comme pour le pont Saint-Louis, tandis qu'il atteint 172 kilogrammes au pont de Solferino.

Les arcs du pont de Vichy sont calculés de manière à travailler à 5 kilogrammes par millimètre carré sous la charge d'épreuve.

La partie métallique d'une travée a coûté 50,611 fr. 56; les voûtes en brique et la chaussée d'une travée ont coûté 18,548 fr. 61 et 6,179 fr. 45.

C'est en adoptant six travées qu'on arrivait au minimum de dépense totale.

Au point de vue de la dépense, le système adopté était au moins aussi économique que des arcs en fer ou des poutres droites; il avait sur ces derniers l'avantage de l'élégance et de la durée.

Pont de Szegedin. — La Theiss est un affluent de la rive gauche du Danube; elle descend des monts Karpathes et traverse la Hongrie; le chemin de fer autrichien du Sud-Est la rencontre à Szegedin, ce qui a nécessité la construction d'un pont de 352m,77 entre les culées. Ce pont a été exécuté par M. Cézanne sous la direction de M. Maniel.

Nous en avons décrit les fondations tubulaires, en traitant de l'exécution des travaux, et il ne nous reste à parler que de la partie métallique.

Les figures 7, 8, 9 de la planche XXXIII donnent l'élévation d'une demi-ferme de rive, la coupe transversale du pont et les profils en travers de toutes les pièces dont un arc est composé; ces dessins sont extraits du mémoire de M. Cézanne.

Le pont de Szegedin comprend huit arches en tôle de 41m,479 d'ouverture et de 5m,137 de flèche. L'intrados est une parabole parallèle à la courbe des pressions déterminée par la méthode de Méry.

Chaque arche est formée de quatre fermes en tôle, supportant deux voies ferrées; les arcs d'une même voie sont distants de 1m,738 d'axe en axe, et l'intervalle entre les axes des deux voies est de 4 mètres.

Sur les arcs on a boulonné des poutrelles en chêne de 0m,24 sur 0m,32 et de 8m,70 de longueur, espacées de 1m,027; ces traverses portent les rails, le plancher en madriers et le garde-corps en fer.

Les piles sont formées chacune de deux tubes en fonte descendus à 12 mètres sous l'étiage, et protégés par des pilotis et des enrochements; les culées seules sont en maçonnerie avec une épaisseur de 6 mètres.

Une ferme en tôle est composée uniquement avec des cornières et des tôles planes, et les sections de toutes les pièces sont des doubles T. Le tablier s'applique sur un longeron supérieur presque horizontal, soutenu par des montants verticaux éloignés de 2m,54 d'axe en axe; ces montants transmettent la charge à l'arc proprement dit ou longeron inférieur. Les trapèzes formés par le longeron supérieur, l'arc et les montants sont consolidés par des écharpes ou liens inclinés; au sommet de chaque arc, les évidements sont supprimés, le longeron et l'arc ne forment qu'une pièce dont l'âme verticale est une tôle pleine. On trouve sur les figures les sections de tous ces éléments.

Les assemblages des montants et liens inclinés avec le longeron ou avec l'arc

possèdent une rigidité parfaite ; les âmes verticales de ces pièces se touchent par leurs tranches, quant aux nervures ou plates-bandes du longeron ou de l'arc, elles se retournent de manière à envelopper les nervures des montants et des écharpes ; les angles formés par cet assemblage sont remplis par des tôles planes exactement découpées suivant le même profil ; enfin, toutes les âmes planes sont recouvertes de chaque côté par un couvre-joint en forme de patte d'oie qui s'étend sur chaque pièce à une certaine distance.

Le tout est rendu absolument solidaire par la rivûre, et on ne saurait considérer l'arc comme séparé du longeron et des tympans; toutes ces pièces doivent travailler à la fois comme dans une ferme composée.

Un entretoisement énergique réunit tous les arcs : on distingue trois systèmes d'entretoises : 1° un système horizontal dans le plan de l'axe neutre des longerons ; 2° un système parallèle à l'intrados, et enveloppant les axes neutres des arcs ; 3° des entretoises verticales, au nombre de six par arche, placées dans le plan de certains montants des tympans.

Les arcs, terminés aux naissances par un talon plat, reposent sur des coussinets en fonte par l'intermédiaire de coins aciérés, que l'on a soin de resserrer pendant les grands froids, pour empêcher tout jeu de se produire.

Les longerons de deux arcs contigus se touchent bout à bout au sommet des piles et sont reliés par des tôles horizontales, qui rendent ainsi solidaires deux travées voisines ; sur les culées, les abouts des longerons reposent sur une plaque de fonte et sont saisis par des tirants noyés dans la maçonnerie ; mais on dut plus tard renoncer à ce système, car le pont tout entier se dilate presque comme une poutre continue, et il se produisit des arrachements et des fissures dans la maçonnerie.

Le poids du métal par mètre courant est de 3,278 kilogrammes ; une travée entière pèse 135,968 kilogrammes, dans lesquels les fermes seules entrent pour 108,892 kilogrammes, et les contreventements pour 27,076 kilogrammes.

Pour obtenir la charge fixe totale, il faut ajouter les 63,750 kilogrammes du tablier, ce qui donne 172,642 kilogrammes.

Le poids de la charge d'épreuve, à raison de 4,000 kilogrammes par mètre courant de voie, est de 340,000 kilogrammes, soit le double de la charge fixe.

Ainsi, le travail du métal peut varier du simple au triple ; des oscillations aussi considérables ne paraissent point favorables à la conservation du métal et des assemblages.

Nous pensons qu'il n'est pas possible de calculer les fermes du pont de Szegedin comme des arcs simples ; il faut recourir à la méthode générale du calcul des fermes composées. On déterminera d'abord la poussée horizontale Q et la réaction verticale T aux naissances, puis on fera dans une demi ferme un certain nombre de sections verticales telles que CD, figure 7, et on exprimera qu'il y a équilibre entre les forces moléculaires qui s'exercent dans cette section et toutes les forces extérieures situées entre elle et l'appui ; aux forces extérieures on ajoutera évidemment les réactions horizontale et verticale de l'appui. Si la section verticale CD est faite suivant un montant, il y a trois forces moléculaires inconnues qui agissent l'une suivant le montant, l'autre suivant le longeron, et la troisième suivant l'arc ; or, on a précisément trois équations d'équilibre, savoir : deux équations de projections, l'une sur l'horizontale, l'autre sur la verticale et l'équation des moments ; donc les trois inconnues sont déterminées. Si la section verticale est faite entre deux montants, il y a toujours trois inconnues, car il faut considérer, outre les forces qui agissent suivant le longeron et suivant

l'arc celle qui agit suivant le lien incliné ; les trois équations d'équilibre déterminent les trois inconnues.

Pour se rendre un compte exact des effets maximums auxquels chaque pièce peut être soumise, on devra calculer d'abord les efforts dus à la charge fixe, puis ceux qui résultent des diverses combinaisons de surcharge. On considère par exemple quatre combinaisons de surcharge correspondant à la travée chargée, 1° sur le quart de sa longueur, 2° sur la moitié, 3° sur les trois quarts, 4° sur la longueur entière.

Combinant les résultats dus à la charge fixe et ceux de la surcharge, on trouvera sans peine l'effort maximum susceptible de se produire en chaque point.

La charge d'épreuve de 4,000 kilogrammes par mètre courant de voie a produit un abaissement de 16 millimètres au sommet des arches de rive, et de 12 millimètres au sommet des arcs intermédiaires.

Sous le passage d'un train sur une seule voie, l'arc n° 1 a fléchi de 8 millimètres, l'arc n° 2 de $6^{mm},5$, l'arc n° 3 de 3 millimètres, et l'arc n° 4 de $3^{mm},2$; l'entretoisement est donc assez rigide pour établir la solidarité des arcs et reporter les charges de l'un à l'autre.

Dans les ponts en arc, on calcule les pièces en vue d'un effort maximum de 5 kilogrammes au millimètre carré; en effet, les tôles comprimées sont susceptibles de se voiler si on leur impose une trop forte charge.

Arcs à charnières. — Plusieurs ingénieurs calculent la résistance des arcs métalliques au moyen de la courbe des pressions ou courbe de Méry, dont nous avons fait de nombreuses applications aux ponts en maçonnerie. Dans la partie théorique, nous avons déjà parlé de cette manière de faire, et nous n'insisterons point sur ce sujet, d'autant plus que le système ne paraît pas devoir être maintenu dans l'avenir.

Rappelons sommairement comment on peut construire la courbe des pressions ; connaissant approximativement le poids propre de la construction, connaissant en outre les poids extérieurs dus à une surcharge complète ou incomplète ; on calcule les réactions verticales des deux appuis et aussi leurs réactions horizontales, qui sont égales et directement opposées, puisque ce sont les seules forces horizontales du système. Pour ce calcul, le plus simple est de recourir aux formules de M. Bresse, que nous avons données précédemment.

Composant la poussée horizontale avec la réaction verticale d'un appui, on a la résultante des forces qui agissent sur la section des naissances ; composant cette résultante avec le poids qui agit sur la partie de l'axe voisine des naissances, on a la résultante agissant dans une seconde section ; cette résultante en fournit une troisième et ainsi de suite indéfiniment.

La courbe des pressions est tangente à ces résultantes successives, et il est facile de la tracer. Dans les arcs en maçonnerie, la surcharge a une influence trop faible, relativement à la charge fixe, pour qu'on en tienne compte, et la tangente horizontale à la courbe des pressions est toujours au sommet de la voûte, de sorte que cette courbe est symétrique par rapport à la verticale au sommet de l'intrados. Il n'en est plus de même dans les arcs métalliques, et la position de la tangente horizontale dépend de la surcharge.

On considère toujours une surcharge uniformément répartie sur une certaine longueur de la corde ; dans ce cas la courbe des pressions est formée d'un arc de parabole à axe vertical dans la portion correspondant à la charge, et de droites tangentes à cette parabole dans les parties non chargées.

Lorsque les deux points de contact avec les culées sont de niveau, dit M. Dar-

cel, le sommet de l'arc de parabole est situé sur la verticale élevée par le point qui divise la projection horizontale de la partie chargée en deux segments proportionnels aux réactions verticales des culées.

Dans chaque section, la courbe des pressions indique le centre des pressions; si ce centre des pressions n'est pas sur la fibre moyenne de l'arc, c'est-à-dire au centre de gravité de la section, les pressions ne sont pas uniformément réparties et ces pressions s'accumulent soit à l'intrados, soit à l'extrados de l'arc.

La courbe des pressions change avec la charge et avec la température : aux naissances en particulier, elle peut se porter sur une arête de l'arc.

Pour limiter le champ de ces excursions, on a eu l'idée de lui créer des points de passage obligés, par exemple aux naissances, en terminant l'arc soit par un about cylindrique reposant par une de ses génératrices horizontales sur une plaque de fonte, soit par un assemblage à rotule. De même, on a quelquefois disposé une charnière à la clef, et il est avantageux alors de rapprocher cette charnière de l'extrados afin de diminuer la poussée horizontale.

Le pont de 45 mètres d'ouverture construit par M. l'ingénieur Mantion sur le canal Saint-Denis, pour le passage de la ligne de Paris à Creil, est un arc en fer dont les naissances sont posées sur des cylindres à axe horizontal perpendiculaire au planc des arcs.

Le pont de Victoria, sur la Tamise, comprend quatre arcs en tôle de 53^m,30 d'ouverture, surbaissés au $\frac{1}{10}$; les abouts des arcs sont des demi-cylindres qui s'engagent dans des demi-cylindres creux en fonte; ils peuvent tourner dans ces cylindres creux et obéir à toutes les variations de flèche. L'emploi des charnières et des rotules ne dispense pas évidemment des coins de calage, qui sont toujours nécessaires pour régler la pose.

Le pont sur le Rhin, à Coblentz, est formé d'arcs en tôle de 96 mètres d'ouverture; il y a trois travées égales, franchies chacune par trois arcs; le tablier repose au sommet de l'intrados et coupe les arcs vers les reins. Aux naissances, l'arc se termine en pointe et repose sur un axe en acier qui reçoit la somme des pressions.

M. l'ingénieur Darcel a construit dans le parc des Buttes-Chaumont, à Paris, un pont en fer de 18 mètres d'ouverture, dont les arcs possèdent des charnières aux naissances et à la clef; la charnière de la clef est représentée par la figure 5 de la planche XXXIV, et celle des naissances par la figure 6. La courbe des pressions a de la sorte trois points de passage obligés : les dimensions des pièces ont été calculées en vue d'une pression maxima de 5 kilogrammes par millimètre carré.

Mais nous n'insisterons pas davantage sur ces arcs à charnières qui, nous le répétons, paraissent abandonnés aujourd'hui comme ne conduisant pas à de meilleurs résultats que les arcs ordinaires.

Pont de Saint-Just, sur l'Ardèche. — Le pont de Saint-Just, sur l'Ardèche, a été construit par le Creuzot, qui en a publié les dessins dans son portefeuille; il est représenté par les figures 7 à 9 de la planche XXXIV, empruntées à ce portefeuille, et voici la description qu'en a donnée M. l'ingénieur en chef Baron dans le Catalogue des galeries de l'Ecole des ponts et chaussées.

Ce pont, établi pour desservir la route nationale n° 86, remplace un pont en pierres, emporté par une crue de l'Ardèche. Il comprend six travées métalliques en arc de cercle, de 46^m,26 d'ouverture, reposant sur cinq piles et deux culées. Les travaux ont été commencés en vue d'un pont suspendu, primitivement

adopté, ne comportant que trois travées de 95 mètres et deux piles de cinq mètres d'épaisseur; en cours d'exécution, on a substitué six travées en tôle aux dispositions projetées, ce qui a nécessité la construction de trois nouvelles piles, dont l'épaisseur a dû varier un peu pour arriver à régulariser les travées; elles sont réduites aux dimensions de piles-supports, les deux autres pouvant faire culées.

Une ferme consiste en un arc inférieur et un longeron supérieur reliés par des croisillons : sur une longueur de 8m,30 de part et d'autre du sommet, l'arc et le longeron sont constitués par une même lame de tôle portant deux évidements.

L'arc est en T renversé; l'âme verticale a 0m,020 d'épaisseur en deux tôles; sa hauteur, de 0m,50 aux naissances, se réduit graduellement à 0m,35 au point de réunion avec le longeron; les deux pièces réunies ont 0m,50 au sommet. La semelle horizontale a 0m,30 de largeur et 0m,030 d'épaisseur en trois tôles; l'âme et la semelle sont reliées par deux cornières de 0m,075 de côté et de 0m,011 d'épaisseur. Les semelles, renforcées, se relèvent autour des extrémités de l'âme et sont boulonnées sur les plaques d'appui, en fonte, des coussinets des piles et culées.

	Mètres.
Longueur totale du pont..	328,00
Longueur totale entre les parements vus des culées..	295,50
Largeur entre les garde-corps, dont 2 mètres de trottoirs. .	7,00
Épaisseur des corps carrés surmontant les piles et recevant la retombée des arcs..	3,15 et 4,25
Les piles ont 0,70 d'épaisseur en sus.	
Hauteur de la naissance des arcs au-dessus de l'étiage. . . .	6,75
Hauteur de la chaussée au-dessus de l'étiage..	12,50
Corde des arcs métalliques..	45,48
Flèche des arcs..	4,76
Chaque travée comprend cinq fermes espacées de 1m,575.	

Le longeron est simplement composé d'une tôle verticale de 0m,30 de hauteur sur 0m,012, et de deux cornières de 0m,08 de côté sur 0m,011; il est maintenu entre des moises d'ancrage, sur les piles et culées, par une clavette laissant un jeu suffisant pour les dilatations.

Les croisillons, en fer à deux côtes de 0m,03 de saillie, ont 0m,10 de largeur sur 0m,014 et sont rivés sur les tôles verticales des arcs et des longerons; leurs branches sont assemblées, à leurs points de rencontre, sur des rondelles en fonte réunies par un arc en fer plat, de 0m,10 sur 0m,010, ou barre de tympan scellée à ses extrémités dans les maçonneries des corps carrés.

Les fermes sont entretoisées normalement :

1° Sous les semelles des arcs, par dix-sept barres en T, espacées de 3 mètres environ, et formées de deux cornières assemblées;

2° Sur les semelles des longerons, par autant de barres semblables;

3° Aux rondelles des tympans, par vingt boulons de 0m,03 de diamètre, traversant d'une tête à l'autre. Elles sont entretoisées obliquement par des bandes de fer plat de 0m,100 sur 0m,010, formant huit croix de Saint-André, tant sous les arcs que sur les longerons, dans l'intervalle des barres normales.

Le contreventement est opéré dans huit plans verticaux distants de 2m,80. Dans chacun des quatre plans les plus voisins du sommet sont placés quatre croix de Saint-André, en fer plat de 0m,080 sur 0m,010, rivés aux fers à T qui entre-

toisent le dessous des arcs et le dessus des longerons. Les quatre autres contrevents sont constitués par des fers à rebords formant des croix de Saint-André, mais n'allant que du dessus des arcs au-dessous des longerons et rivés à des entretoises (également en croix de Saint-André), qui occupent l'une la hauteur de l'arc, l'autre celle du longeron.

Le tablier est composé de trois cours de madriers, dont deux en sapin et un en chêne, ayant ensemble $0^m,20$ d'épaisseur : il supporte deux trottoirs en mastic bitumineux et une chaussée d'empierrement de $0^m,10$ d'épaisseur moyenne. Des garde-grèves en tôle pleine de $0^m,60$ de hauteur et des garde-corps en fer à jour de $0^m,99$ complètent l'ouvrage.

Les procédés de levage employés au pont de Saint-Just sont tous particuliers. L'Ardèche est sujette à des crues subites de 3 à 4 mètres en une heure, qui auraient compromis les échafauds supportant les cintres habituellement employés au levage des arcs. On a employé des charpentes placées au-dessus des fermes, sans points d'appui entre les piles et servant de moyen de suspension; ces charpentes consistaient en deux poutres américaines, ayant une longueur de 110 mètres, suffisante pour embrasser deux travées. Chaque ferme métallique, complétement dégauchie, assemblée et unie à plat, a été redressée et transportée en place, à l'aide de treuils mobiles sur des rails fixés aux sommets des poutres américaines.

Les fondations, assises sur un gravier incompressible, mais affouillable, consistent en un massif de béton coulé dans une enceinte de pieux et palplanches, draguée à profondeur convenable et défendue par de forts enrochements.

Le pont de Saint-Just a coûté 275,000 francs ponr les maçonneries des piles et culées, 693,000 francs pour les travées métalliques et la chaussée, en tout 968,000 francs, soit 422 francs par mètre superficiel en place.

Les travaux relatifs aux maçonneries des piles et culées ont été projetés et en grande partie exécutés par MM. de Montrond, ingénieur en chef, et Perret, ingénieur ordinaire des ponts et chaussées ; l'achèvement de ces travaux et le contrôle de l'exécution des travées métalliques ont été confiés à MM. Joly, ingénieur en chef, et Vigouroux, ingénieur ordinaire des ponts et chaussées.

Les travées en fer, projetées par M. Oudry, ingénieur ordinaire, ont été effectuées par l'usine du Creuzot, dont M. Mathieu est l'ingénieur en chef, auquel sont dus les études définitives et le mode tout spécial de levage des fermes.

Les travaux, commencés en 1853, ont été achevés en 1861, après une assez longue suspension, pendant laquelle a été décidée la substitution de six travées fixes aux trois travées suspendues primitivement admises.

Pont d'Arcole. — Le pont d'Arcole, à Paris, met en communication la place de l'Hôtel-de-Ville et l'île de la Cité; il franchit le grand bras de la Seine par une seule arche de 80 mètres d'ouverture et de $6^m,12$ de flèche. Il a été construit par M. Oudry, d'après un système proposé par M. Cadiat, et il est représenté par les figures 2 à 6 de la planche XXXV.

Ce n'est point un pont en arc analogue aux ponts en fonte, dans lesquels l'arc est à peu près seul à résister à la charge; c'est plutôt une ferme composée, comme au pont de Szegedin, d'un longeron supérieur et d'un arc inférieur, réunis par des tympans rigides, le tout concourant à la résistance.

Au pont d'Arcole, le longeron supérieur se prolonge dans le massif des culées par des armatures en fer qui traversent complétement ces culées et se boulonnent à l'arrière sur des plaques de fonte; ces armatures, indiquées en pointillé

dans la figure 3, forment de véritables haubans susceptibles de résister en grande partie à la poussée à la clef; on conçoit même que le pont puisse être scié à la clef et cependant rester en place, pourvu que la résistance du longeron soit assez considérable; avec une disposition de ce genre, le profil le plus convenable à la partie inférieure serait une ligne droite inclinée et non un arc. En réalité, le pont d'Arcole n'est pas dans cette catégorie, le longeron a surtout pour effet de soulager l'arc sans annuler complétement la poussée à la clef.

Les arcs métalliques, au nombre de douze, supportent un chaussée empierrée de 12 mètres de largeur, flanquée de deux trottoirs de 4 mètres chacun. L'empierrement est supporté par des rails Barlow juxtaposés et rivés sur les longerons; le remplissage des trottoirs est maintenu par une plinthe garde-grève en fonte ornementée, qui elle-même porte un parapet en fonte à jour.

L'arche comprend douze fermes : la chaussée est supportée par dix de ces fermes espacées de $1^m,33$ d'axe en axe, et les deux fermes de rive sont à $3^m,50$ des dernières fermes du groupe précédent.

L'arc proprement dit a une section en double T, formée d'une âme verticale plane, réunie par quatre cours de cornières à deux plates-bandes de $0^m,53$ de largeur horizontale; l'épaisseur de ces plates-bandes est en rapport avec les efforts à supporter. On s'oppose au flambage par des fers en simple T placés normalement à l'intrados, et contournés en forme d'U pour se river à la fois sur l'âme et les plates-bandes. La hauteur des arcs est de $1^m,40$ aux naissances et de $0^m,38$ à la clef.

Les longerons ont une section en simple T, formée par une tôle verticale de $0^m,30$ de hauteur et de $0^m,01$ d'épaisseur réunie par deux cornières à une tôle horizontale de $0^m,30$ sur $0^m,015$. Les longerons se prolongent dans les culées par deux bandes de fer méplat embrassant les ancres verticales et aboutissant à une plaque en fonte qui permet de procéder à un calage et à un serrage convenables. A la clef, la plate-bande du longeron existe seule et se rive sur la plate-bande supérieure de l'arc.

Les tympans sont formés de liens et contre-liens en fer double T et en fer à croix.

Un entre-croisement énergique réunit entre eux les arcs, les tympans et les longerons.

Le pont d'Arcole est un très-bel ouvrage, dans lequel on a, par un procédé ingénieux réduit autant que possible l'épaisseur à la clef; mais, par sa forme se rapprochant de celle d'un solide d'égale résistance, il éprouve sous le passage des véhicules d'assez fortes oscillations qui cependant ne sont pas de nature à inspirer des craintes, puisqu'elles résultent de l'élasticité même du métal. Ce qu'on peut reprocher au pont d'Arcole, c'est d'avoir coûté cher et d'être revenu à 700 francs le mètre carré de tablier.

Ponts économiques. — Avec un système analogue d'arcs et de longerons solidaires, on peut obtenir économiquement des ponts de 25 mètres environ d'ouverture. MM. Oppermann et Joret ont construit plusieurs de ces ponts, formés d'un arc et d'un longeron en simple T réunis par des croisillons formés de fers en T ou en U ; l'arc et le longeron comprennent une plate-bande réunie à une âme verticale par deux cours de cornières rivées ; on entretoise solidement les fermes entre elles et on pose dessus des poutrelles en fer avec un tablier en bois. Le pont de Lagny-sur-Marne, établi dans ce système avec des arches de 23 mètres, et une largeur de 6 mètres entre garde-corps, n'est revenu qu'à

250 francs par mètre carré de tablier. Pour le calcul des fermes de ce système, nous renverrons le lecteur à ce que nous avons dit à propos du pont de Szegedin.

PONTS EN ACIER.

L'acier fondu coûtait jadis très-cher et n'était guère répandu dans les travaux publics ; aujourd'hui, le nouveau métal fusible inventé par M. Bessemer, l'acier qui porte son nom, ou métal homogène, rend déjà de grands services à l'industrie et semble appelé à lui en rendre de plus grands encore.

On en fait des feuilles de tôle de grandes et petites dimensions, qui remplacent avantageusement la tôle de fer sous le rapport de la résistance ; pour un viaduc, par exemple, on peut, à égalité de résistance, obtenir avec l'acier un travail beaucoup plus léger et beaucoup plus élégant. Les ponts et viaducs en acier sont encore peu nombreux ; il y en avait un à l'Exposition universelle de 1867, sur le passage qui faisait communiquer le parc avec le bord de la Seine.

L'acier est plus résistant que le fer forgé et ne se rompt que sous une charge de 70 kilogrammes par millimètre carré ; on peut donc en toute sécurité lui imposer une charge permanente de 10 à 15 kilogrammes par millimètre carré ; il ne perd son élasticité que sous une charge de 30 kilogrammes.

Cependant il ne faut pas ajouter à ces chiffres une absolue confiance, car la composition et la résistance de l'acier ne sont pas encore arrivées à une homogénéité complète, et, lorsqu'on le met en œuvre, il faut avoir soin de procéder à de fréquents essais.

D'après l'*Engineering*, la résistance de l'acier fondu à la compression serait double de sa résistance à la tension, et celle-ci ne dépasserait guère 55 à 60 kilogrammes par millimètre carré ; on ne devrait faire travailler l'acier qu'à 10 kilogrammes par millimètre carré.

Dans son livre sur les *Travaux publics aux États-Unis*, M. Malézieux signale toutes les difficultés que les ingénieurs américains rencontraient dans la construction des grands arcs en acier du pont de Saint-Louis sur le Mississipi.

Il y a trois travées de 150 à 160 mètres d'ouverture et de 15 mètres de flèche, et quatre arcs par travée. Chaque arc, de $4^m,11$ de hauteur totale, est formé de deux tubes de $0^m,45$ de diamètre, l'un à l'extrados, l'autre à l'intrados, distants de $3^m,66$ d'axe en axe et reliés par des pièces en fer.

Les tubes sont formés de tronçons de $3^m,60$ de long, terminés à un bout par un manchon et à l'autre par un pas de vis ; les tronçons successifs s'assemblent donc facilement et les assemblages sont consolidés par des boulons en acier qui traversent le tube de part en part.

La section transversale d'un tube n'est pas d'un seul morceau, elle est formée de six segments en acier laminé, reliés par une chemise d'acier de 6 millimètres d'épaisseur et par de gros boulons qui traversent le tube de part en part et rendent solidaires les segments placés symétriquement par rapport à l'axe du tube.

Avec l'acier carburé, on n'arriva point à laminer des segments qui résistassent d'une façon satisfaisante aux épreuves, bien que l'on changeât à plusieurs reprises le degré de carburation ; c'est seulement avec l'acier chromique, que l'on arriva,

paraît-il, aux résultats cherchés. L'addition du chrome donne au métal une grande résistance à la compression.

Des expériences de ce genre auront sans doute pour effet de perfectionner la fabrication de l'acier et d'en développer l'usage.

COMPARAISON DES ARCS ET DES POUTRES DROITES.

Dans les arcs, le métal travaille beaucoup mieux que dans les poutres droites, et on arrive, pour une portée donnée, à une notable économie de matière. Mais les arcs exigent des culées immuables et des piles plus épaisses que celles qui sont réclamées par des poutres droites ; de là une cause d'accroissement de dépense.

Dans chaque cas, il faudra donc dresser des projets comparatifs pour se rendre un compte exact de la dépense totale. Lorsque les fondations sont faciles, en général ce sont les arcs qui l'emporteront au point de vue économique.

Ils l'emportent aussi au point de vue de l'effet architectural, et permettent en outre de ménager le débouché, lorsqu'on ne veut point placer le tablier à la partie inférieure des poutres droites. C'est pour cette raison que l'usage en est souvent commandé.

Voici, d'après M. Albaret, l'habile calculateur de la Compagnie des chemins de fer Paris-Lyon-Méditerranée, les poids comparatifs des poutres droites et des arcs :

1° Les ponts en arcs en fer à une voie présentent, par rapport aux ponts à poutres droites, une réduction de poids qui varie de 18 pour 100 (25 mètres de portée) à 25 pour 100 (50 mètres de portée), dans le cas de travées isolées, et de 16 à 21 pour 100 dans le cas de travées solidaires.

Ainsi, pour des ponts d'une certaine longueur, malgré l'accroissement du massif des culées, les arcs en fer procureront une économie sensible.

2° Les arcs en fonte présentent, par rapport aux ponts à poutres droites, une augmentation de poids qui varie de 24 pour 100 (25 mètres de portée) à 8 pour 100 (50 mètres de portée), dans le cas de travées isolées, et de 27 à 13 pour 100 dans le cas de travées solidaires. Néanmoins, à partir de 45 mètres d'ouverture, les arcs en fonte deviennent plus économiques.

3° Les ponts en arcs de fonte présentent, par rapport aux ponts en arcs de fer, une augmentation de poids de 45 à 50 pour 100, et cette augmentation n'est pas compensée par la différence des prix, de sorte que l'arc en fonte coûte toujours plus cher que l'arc en fer.

Nous pensons que le poids des ponts en arcs de fonte peut être notablement diminué, si l'on entre franchement dans le système de la réduction du nombre des fermes. On atténuera ainsi l'influence du poids parasite, tympans et contreventements, et, comme on admet le même coefficient de resistance, 5 kilogrammes au millimètre carré, la fonte coûtant bien moins cher que le fer devra conduire à des résultats plus économiques.

AVANTAGES DE LA FONTE SUR LE FER.

Depuis vingt ans, la construction des ponts en tôle et fers spéciaux s'est développée outre mesure, et beaucoup d'ingénieurs le reconnaissent aujourd'hui.

D'abord, en bien des endroits, on a exécuté des ponts métalliques lorsqu'on pouvait, pour un prix égal, souvent même inférieur, exécuter des ponts en maçonnerie.

Mais le plus grand inconvénient des ponts en tôle et fers spéciaux est d'exiger un entretien coûteux et un renouvellement assez fréquent des peintures et enduits; sur plusieurs de ces ponts, la rivure s'est déjà relâchée et le mal ne fera que s'accroître avec le temps. Enfin, on en signale qui ont déjà beaucoup souffert de la rouille et dont les pièces ont perdu de leur épaisseur et de leur résistance; il paraît que certains ponts en tôle, situés sur des chemins de fer à grande circulation, ont été attaqués par la vapeur et les produits de la combustion qui s'échappent des locomotives et seront à remplacer dans un avenir peu éloigné.

Ce n'est point à dire que ces inconvénients doivent faire proscrire les ponts en tôle, mais on doit tendre à en restreindre l'emploi et se rejeter plutôt sur les ponts en fonte, qui ont fait leurs preuves de durée et de solidité et qui sont peu sensibles à la rouille et aux influences atmosphériques.

Le pont de Vichy, dont nous avons donné la description, paraît un excellent type, qui doit trouver beaucoup d'imitateurs; la réduction du nombre des arcs a permis d'arriver à une bonne répartition et à un emploi économique du métal

Nous ne pouvons mieux terminer ce chapitre qu'en reproduisant ici les observations présentées par M. l'ingénieur Radoult de la Fosse au sujet du pont de Vichy, et par M. l'ingénieur Renaudot au sujet de l'arche de l'Oued-el-Hammam.

Observations de M. Radoult de la Fosse. — « Les ponts en fonte ont sur les ponts en fer l'avantage considérable de réunir à une solidité au moins égale toute l'élégance qui manque à ces derniers et que la fonte doit à sa propriété de recevoir facilement et sans augmentation de frais les formes les plus ornementées. Sous ce dernier rapport, les ponts en fonte peuvent être mis en parallèle avec les ponts en pierre, et ils suppléent ces derniers avantageusement toutes les fois qu'il est nécessaire de donner aux travées une ouverture considérable.

Mais ce ne sont pas là les seules considérations qui militent en faveur de l'emploi de la fonte. Ce métal possède au plus haut degré la propriété de résister à l'écrasement. Il est donc rationnel d'en composer les voussoirs des arcs dont le rôle unique doit être de résister à la pression. Ces voussoirs sont dans ce but parfaitement dressés sur toutes leurs faces de joint et peuvent ainsi former une véritable voûte dont la solidité ne le cède en rien à celle d'une voûte en maçonnerie.

Les arcs en fonte sont surmontés de tympans évidés dont les montants verticaux leur transmettent les charges de la voie. Ces pièces étant soumises à des efforts de compression, doivent être du même métal que les arcs. L'emploi de la fonte présente encore ici cet avantage déjà signalé pour les arcs, de permettre l'emploi de formes architecturales qui conservent aux tympans leur caractère en assimilant leurs parties verticales à des colonnes ou à des pilastres. Les tympans sont d'ailleurs composés de cadres rigides qui reposent sans interruption sur

l'extrados des arcs. Cette rigidité bien assurée contribue à une répartition uniforme de l'action des charges supérieures, et, s'il en était besoin, elle augmenterait la résistance des arcs en s'opposant à leur déformation.

Mais c'est surtout par leur mode d'entretoisement et de contreventement que les arcs et les tympans en fonte nous paraissent défier toute comparaison avec les arcs en fer. En effet, les pièces qui servent à établir la liaison entre les parties les plus importantes de la construction sont scellées dans des boîtes venues de fonte avec les voussoirs et les tympans, et il résulte de cette disposition toute spéciale à l'emploi de la fonte, que les arcs, les tympans et l'entretoisement forment un tout parfaitement solidaire.

La forme des assemblages adoptée est celle à queue d'aronde. Toutefois, la précision de ces assemblages ne nous paraît pas encore aussi complète qu'il serait possible de le désirer. En général les ouvertures des boîtes sont trop larges pour retenir d'une manière invariable l'extrémité des pièces qui doivent y être introduites. La fixité des assemblages ne s'obtient qu'à l'aide de coins en fer et de l'emploi d'un mastic spécial formé en grande partie de limaille de fer, qui peut acquérir avec le temps une dureté considérable. Cette disposition a pour but en réalité de rendre la pose des pièces de contreventement plus facile. Nous pensons que dans la plupart des cas les légers inconvénients qu'elle présente pourraient être évités et qu'il serait possible, sans rendre la pose beaucoup plus difficile, de donner aux assemblages venus de fonte la même précision qu'aux assemblages de charpente. Il y a là un progrès sérieux à réaliser, qui doit être signalé à l'attention du constructeur. Quoi qu'il en soit, les assemblages des pièces de fonte tels qu'ils sont exécutés aujourd'hui présentent sur tous les autres modes de liaison des pièces métalliques une supériorité réelle au point de vue de la solidité et de la sécurité pour l'avenir.

Après les tympans et au-dessus, vient se placer le plancher proprement dit. La fonte doit en être rationnellement exclue, parce qu'elle aurait à subir des efforts de flexion pour lesquels l'emploi du fer est naturellement indiqué. Ce plancher est donc formé de poutrelles en fer. Mais, par suite de leur mode d'attache décrit ci-dessus avec les arcs et les tympans, ces poutrelles présentent une solidarité complète avec les pièces du pont, et elles pourraient à la rigueur être considérées comme complétement encastrées. Les poutrelles sont en outre reliées entre elles et de deux en deux par des voûtes en brique et ciment destinées à recevoir elles-mêmes soit une couche de ballast, soit une chaussée pavée ou empierrée.

L'ensemble des voûtes en brique et de la chaussée forme une puissante masse inerte qui, par son interposition, entre la partie métallique et les charges roulantes, a la propriété d'atténuer les vibrations que tendrait à leur communiquer la mobilité de ces charges. En outre, les voûtes en brique et la chaussée remplissent un autre rôle essentiel, celui d'augmenter le poids mort de la construction dans une proportion notable relativement à celui des plus fortes charges accidentelles.

Enfin le plancher rigide, constitué comme nous l'avons indiqué plus haut, seconde efficacement les tympans pour faciliter la répartition uniforme de l'action des charges sur toute l'étendue de la travée, et par suite pour s'opposer à toute déformation de l'ensemble du système.

Les considérations qui précèdent s'appliquent à tous les ponts à arcs de fonte sans exception. Mais parmi tous les systèmes que l'on peut imaginer, sans s'éloigner des principes exposés plus haut, il en est un qui paraît devoir être recom-

mandé toutes les fois que la largeur du pont est peu considérable, lorsque par exemple la largeur de la voie charretière ne doit pas être supérieure à 5 mètres.

Voici les motifs de cette préférence :

Nous avons déjà vu, que dans les limites de largeur ci-dessus fixées, la répartition du métal est aussi rationnelle, au point de vue des efforts transmis, dans les ponts à deux arcs que dans les ponts qui en comportent un plus grand nombre. Nous n'avons point à revenir sur les considérations qui ont été présentées à ce sujet.

Quel que soit le nombre des arcs auquel on s'arrête, la première condition à remplir, c'est que leur section totale ne supporte pas une pression supérieure au chiffre imposé. Or, lorsque le nombre des arcs dépasse deux, on est obligé de compter d'une manière absolue sur la solidarité établie entre eux par l'entretoisement et par le plancher, et de supposer que ces arcs travaillent toujours ensemble et également. Cependant il n'en est pas ainsi en réalité ; les procès-verbaux d'épreuves fournissent la preuve contraire. Dès lors, de deux choses l'une : ou bien il y a exagération dans les épaisseurs, si la matière qui travaille suffit toujours aux efforts transmis; ou bien, si le poids du métal a été calculé d'après l'hypothèse d'un travail égal des arcs, le taux maximum d'efforts qui a été imposé peut être dépassé dans une proportion souvent très-considérable.

En multipliant les arcs, on s'expose en outre à de trop faibles sections pour chacun d'eux, et par suite à des épaisseurs peu convenables à la bonne exécution des pièces et même défavorables pour leur solidité.

Ces inconvénients ne peuvent pas se produire dans le système à deux arcs, ou du moins ils sont aussi atténués qu'ils peuvent l'être. Les deux arcs travaillent toujours ensemble et également sous la pression des charges ; leurs épaisseurs, parfaitement convenables pour l'exécution et la solidité des pièces, sont toujours en parfait rapport avec les efforts auxquels ces pièces sont soumises.

Ce système réalise donc l'utilisation la plus complète du métal employé. Il jouit aussi de la propriété exclusive d'admettre comme garde-grève, d'un bout à l'autre d'une travée, la nervure extrados des arcs à la clef, et permet d'obtenir ainsi un débouché superficiel plus considérable. On réalise enfin cet avantage très-important de pouvoir entretoiser les arcs dans le voisinage de la clef au moyen du plancher lui-même, et d'obtenir par ce moyen un nouvel abaissement du centre de gravité de la construction, ainsi qu'une rigidité plus considérable pour l'ensemble.

Le système à deux arcs se complète par la disposition des trottoirs en encorbellement. Cette disposition est sans doute applicable aux autres systèmes, mais dans celui dont nous nous occupons, elle a l'avantage très-important de réduire l'écartement des arcs à la largeur stricte que doit occuper la voie charretière, de diminuer la portée de toutes les pièces transversales, de mieux répartir la poussée sur la largeur des piles et culées au niveau des retombées des arcs, enfin de ne conserver aux maçonneries que les dimensions réellement utiles, d'en diminuer ainsi le volume, et par conséquent le prix. »

Observations de M. Renaudot. — « La théorie des arcs, telle qu'elle est assise aujourd'hui, repose essentiellement sur l'hypothèse d'une continuité moléculaire parfaite dans les matériaux qui les composent. Les arcs en fer, pas plus que ceux en fonte, ne la réalisent complètement; mais il y a entre les deux

systèmes une distinction à faire en faveur des derniers, au point de vue de la stabilité.

Dans les arches en fer, c'est par le rivet que doivent s'établir, entre les éléments multiples dont elles sont formées, la continuité et la solidarité nécessaires à la stabilité de l'ensemble. C'est l'intermédiaire essentiel des modifications de forme qu'introduisent dans la construction les variations d'intensité des forces extérieures.

Les arches en fonte ne présentent, en réalité, pas de semblable intermédiaire. Chaque voussoir est une pièce continue, comme celle qu'envisage la théorie; et les boulons qui assemblent les diverses parties ne jouent en définitive, dans la stabilité, qu'un rôle tout à fait secondaire, on pourrait presque dire absolument nul.

Cette fonction différente du rivet et du boulon, attribue aux deux systèmes d'arches que nous envisageons une aptitude bien différente à subir, en particulier, l'influence des variations de température.

Dans les arches en fonte, en effet, ce sont les ressorts moléculaires eux-mêmes qui, se comprimant ou se détendant suivant les influences extérieures, se prêtent aux modifications de forme qu'elles déterminent.

Dans les constructions en fer, au contraire, ces mêmes ressorts n'entrent en action que par le concours du rivet, et si sa ténacité est insuffisante, les déformations, au lieu de s'effectuer exclusivement par des mouvements moléculaires, ont lieu partiellement sous forme de déplacements relatifs des diverses parties assemblées. Or, dès que ce relâchement dans la rigidité première de l'ouvrage a commencé, il est évident qu'il ne peut que rapidement progresser et que la construction doit tendre vers une ruine certaine. D'après cela, n'y a-t-il pas à redouter que des variations de température, en imposant aux arches en fer d'incessantes modifications de forme qui fatiguent la rivure, ne produisent sur elles les effets désastreux qui viennent d'être analysés? Nous posons l'interrogation sans y répondre. Il nous suffit de constater que les arches en fonte ne contiennent point de germe d'une semblable détérioration.

Voici enfin une dernière considération qui tend encore, au même point de vue de l'influence des variations de température sur la stabilité des arcs, à attribuer à la fonte une supériorité marquée sur le fer.

Le fer laminé, de qualité ordinaire, rompt par compression vers 25 ou 30 kilogrammes par millimètre carré. Le coefficient de 6 kilogrammes qu'on lui assigne dans le calcul de résistance est donc le cinquième au plus de sa résistance limite.

Suivant les auteurs, la charge moyenne d'écrasement de la fonte n'est pas moindre que 60 kilogrammes et descendrait au minimum à 40 kilogrammes pour les fontes les plus médiocres. Le coefficient pratique de 5 kilogrammes dont on se sert aujourd'hui est ainsi le douzième et au minimum le huitième des charges de rupture.

D'où il ressort qu'en réalité les arches en fonte subissent des efforts notablement plus éloignés de ceux qui détermineraient la rupture ou seulement l'altération de l'élasticité du métal, que les arches en fer. La marge qu'elles laissent aux influences accidentelles en est d'autant plus grande et l'effet de ces dernières moins à redouter[1].

[1] Dans le mois d'août de l'année 1865, la province d'Alger a subi un sirocco d'une intensité et d'une durée exceptionnelles. Durant une huitaine, à l'ombre, le thermomètre, à Blidah, sta-

Concluons donc qu'aux divers points de vue auxquels on peut se placer pour apprécier l'influence des variations de température sur la stabilité des arches métalliques, celles en fonte paraissent présenter des garanties spéciales de sécurité, comme aussi des chances de durée supérieures à celles des arches en fer.

La seule supériorité de ces dernières arches sur celles en fonte, l'économie, a perdu déjà et peut perdre beaucoup encore de son importance, si, enhardis par l'expérience, les constructeurs s'avancent résolûment dans la voie rationnelle de la réduction du nombre des fermes.

Par cette réduction, en effet, on diminuera l'importance relative d'un élément secondaire en définitive dans la résistance, le tympan, au profit de l'arc, c'est-à-dire de l'élément essentiel à la stabilité. Avec moins de métal, plus rationnellement employé, on obtiendra une stabilité égale.

tionna vers 45 degrés. Nous ne saurions dire ce qu'il eût marqué au soleil; nous relatons seulement que les tabliers de ponts en tôle situés près des villages d'El Affroun et du Bou Roumi, dans la Mitidja, faisaient entendre comme des détonations, sous l'action des dilatations, et que, malgré la peinture de couleur très-claire qui protége les tôles, celles-ci étaient tellement brûlantes que la main n'en pouvait supporter le contact.

CHAPITRE V

PONTS SUSPENDUS

THÉORIE DES CORDONS. — POLYGONE FUNICULAIRE.

Équilibre d'un cordon. — Les fils, cordes ou cordons, que l'on considère dans les calculs de mécanique, sont censés posséder une flexibilité parfaite, et on ne tient pas compte de leur extensibilité; souvent même on néglige leur pesanteur.

Par suite de sa flexibilité absolue, un cordon soumis à l'action d'un nombre quelconque de forces ne peut être en équilibre que si ces forces se réduisent à deux forces égales et directement opposées, agissant dans l'axe du cordon; en effet, toute force non dirigée suivant l'axe entraine une déformation, et, si les deux forces dirigées suivant l'axe du cordon n'étaient pas égales, celui-ci prendrait un mouvement de translation dans le sens de son axe.

Ainsi, 1° toutes les forces appliquées à un cordon en équilibre doivent satisfaire aux conditions générales de l'équilibre, comme si elles étaient appliquées à un corps solide.

2° Le cordon doit en outre être tendu en ligne droite, et les forces se font équilibre par son intermédiaire.

Si l'on coupe le cordon suivant une de ses sections et qu'on suppose, par exemple, la partie de droite enlevée, il faudra, pour maintenir l'équilibre, remplacer par une traction suivant l'axe de la partie de gauche la réaction de la partie disparue; cette traction s'appelle la tension du cordon. Dans un cordon complet, la tension est annulée en chaque section par une réaction égale et contraire, et disparait dans les équations de l'équilibre; mais si le cordon est fixé en une de ses sections, le point d'attache exerce sur lui une traction égale à sa propre tension et inversement le cordon réagit sur le point d'attache avec une force égale. Si l'on veut alors considérer le cordon comme isolé, il faudra supposer appliquée au point d'attache, dans l'axe du cordon, une force égale à la tension.

Il y a toujours un moyen simple de connaître la tension d'un cordon, c'est de le couper en un point et d'en réunir les deux tronçons par un dynamomètre.

Au point de vue de la solidité, la section du cordon doit être suffisante pour ne pas se rompre sous l'effort qui lui est imposé.

Équilibre de trois cordons concourants. — Trois cordons A, B, C, concourent au point O (fig. 1. pl. XXXVI); comme première condition d'équilibre,

chaque cordon doit être sollicité par une traction unique dirigée suivant son axe; les trois tractions sont transmises au point O, et là, elles doivent se faire équilibre, c'est-à-dire que l'une d'elles doit être en grandeur et en direction la diagonale du parallélogramme construit sur les deux autres. Donc :

$$t = t_2 \frac{\sin \beta}{\sin \alpha} \qquad t_1 = t_2 \frac{\sin \gamma}{\sin \alpha}$$

Supposez que les deux cordons OA et OB finissent par se placer dans le prolongement l'un de l'autre, il faudra que (*sin* α) devienne nul, c'est-à-dire que t et t_1 prennent des valeurs infinies, ce qui est impossible; donc, un câble rectiligne sur lequel on exerce un effort t_2, si faible qu'il soit, fléchit toujours et ne peut conserver sa forme.

Soit un cordon AOB (figure 2, planche XXXVI) traversant un anneau auquel est attaché un autre cordon OC, soumis à une tension t_2, on demande quelles seront les conditions d'équilibre du système. Le système, étant supposé en équilibre, est immobile : donc, on peut supposer fixés les deux points A et B, de sorte que le point O décrit alors une ellipse dont A et B sont les foyers ; tant que la tension t_2 aura une composante tangente à l'ellipse, il est évident que l'anneau se déplacera, et il s'arrêtera seulement lorsque la tension t_2, c'est-à-dire le cordon C, sera normale à la courbe; dans ce cas, la droite OC sera bissectrice de l'angle AOB ou α, et l'on aura

$$t = t_1 = t_2 \frac{\sin \frac{\alpha}{2}}{\sin \alpha} = \frac{t_2}{2 \cos \frac{\alpha}{2}}$$

La condition d'équilibre sera la même si l'anneau O est remplacé par un nœud; le cordon OC se placera suivant la bissectrice de l'angle AOB.

Polygone funiculaire. — Considérons un cordon soumis à l'action d'un certain nombre de forces placées en divers points de sa longueur; pour qu'il y ait équilibre, il faut que le cordon ne soit soumis qu'à des tractions suivant son axe; c'est-à-dire que les portions de ce cordon placées entre les points d'application de deux forces successives, seront rectilignes. Le cordon prendra donc une forme polygonale; à chaque sommet du polygone sera appliquée une force extérieure, et l'on doit considérer chaque sommet comme un centre d'articulation, puisque le cordon est censé posséder une flexibilité absolue.

Les extrémités A_0 A_n du cordon sont fixées quelque part; on peut les supposer libres, pourvu qu'on remplace les réactions des appuis par les tensions t_0 et t_n (fig. 3).

Aux sommets $A_1, A_2, \ldots, A_n$ du polygone agissent des forces $p_1, p_2, \ldots, p_n$. Si l'on considère le sommet A_1, l'équilibre s'y établit entre les deux tensions t_0 et t_1 et la force p_1 ; donc la tension t_1 est la diagonale du parallélogramme construit sur t_0 et p_1 ; de même, la tension t_2 est la diagonale du parallélogramme construit sur t_1 et p_2, la tension t_n est la diagonale du parallélogramme construit sur t_{n-1} et $p_n \ldots$; enfin, la tension t_n ou réaction de l'appui extrême est la diagonale du parallélogramme construit sur t_{n-1} et p_n.

Polygone de Varignon. — Les conditions d'équilibre du polygone funiculaire peuvent se mettre sous une forme graphique très-simple, au moyen du polygone de Varignon, dont voici la construction :

Par un point fixe O (fig. 4), menons une parallèle t_0 à la réaction de l'appui

A_0, et, par l'extrémité de la droite ainsi obtenue, une parallèle à la force p_1 qui sollicite le premier sommet A_1 du polygone funiculaire ; prenons sur cette parallèle une longueur précisément égale à p_1, la ligne joignant le point O à l'extrémité de cette longueur représentera en grandeur et en direction la tension t_1 du second côté du polygone funiculaire. Par l'extrémité de t_1, menons une ligne égale et parallèle à p_2 et joignons Op_2, nous aurons la tension t_2 du troisième côté du polygone funiculaire et ainsi de suite, jusqu'à ce que, joignant le point O à l'extrémité de la dernière force extérieure p_m, nous ayons obtenu la réaction de l'appui extrême. Nous aurons construit de la sorte un polygone $(Ot_0p_1p_2...p_m)$, dont les côtés sont égaux et parallèles à toutes les forces extérieures sollicitant le cordon, les réactions des appuis devant toujours être mises au nombre des forces extérieures au système.

Les diagonales de ce même polygone, menées du sommet O, représentent en grandeur et en direction les tensions des côtés successifs du polygone funiculaire.

Le polygone de Varignon nous indique que le cordon sera en équilibre si :

1° Le polygone $(t_0p_1p_2...p_{m-1}t_m)$ se ferme de lui-même, c'est-à-dire si l'extrémité de la dernière force extérieure t_m tombe précisément au point de départ O ;

2° Les diagonales émanées du point O sont parallèles aux côtés successifs du polygone funiculaire ;

3° Chaque côté du polygone funiculaire est capable de résister à la tension à laquelle il est soumis.

Étant donné un cordon, avec deux points fixes connus de position, avec toutes les forces extérieures $p_1...p_{m-1}$ également connues, il faudra leur adjoindre, avons-nous dit, les réactions t_0 et t_m des points fixes ; ces réactions se détermineront en écrivant que toutes les forces extérieures au système sont en équilibre. Prenant pour inconnues les composantes des réactions t_0 et t_m suivant la ligne des points fixes et suivant la perpendiculaire à cette ligne, nous aurons quatre inconnues dont les valeurs seront fournies par quatre équations, savoir :

Deux équations de projection ;

Deux équations des moments pris par rapport aux deux points fixes.

Ayant calculé les réactions des deux points fixes, on aura tous les éléments nécessaires à la construction du polygone de Varignon.

THÉORIE DES PONTS SUSPENDUS.

La composition des ponts suspendus est des plus simples : un tablier, ordinairement en charpente et sensiblement horizontal ou tout au moins à courbure légère, est suspendu à l'amont et à l'aval, au moyen de tiges verticales équidistantes, à un câble ou à un faisceau de câbles.

Le tablier est calculé en vue de résister à une surcharge uniforme de 200 kilogrammes par millimètre carré ; comme le poids du tablier est uniforme, on admet que les câbles sont soumis à une charge uniformément distribuée suivant l'horizontale et égale à p par mètre courant. Cette supposition n'est pas conforme à la réalité, car à cause de la courbure des câbles et de la courbure inverse du tablier, la longueur des tiges va en croissant depuis le milieu du pont jusqu'aux culées, et il en est de même de leur poids ; mais ce poids est, en général, assez

faible relativement au poids du tablier et on néglige l'influence de la variation en adoptant pour les tiges un poids moyen.

On a deux côtés consécutifs OA, OB du polygone funiculaire (fig. 5), leurs tensions sont t et t_1 et ils font avec l'horizontale des angles α et β. Au sommet O est suspendu un poids p et le point O doit être considéré comme un centre d'articulation, puisque le câble possède une flexibilité absolue. Le poids p doit être égal et directement opposé à la diagonale du parallélogramme construit sur t et t_1; par suite :

1° La somme des projections horizontales de t et de t_1 doit être nulle, et comme ces projections sont directement opposées, elles sont égales;

2° La somme des projections verticales des tensions des deux côtés adjacents est égale au poids p. On peut donc faire deux parts de ce poids : l'une p_1 est équilibrée par ($t \sin \alpha$) et l'autre p_2 par ($t_1 \sin \beta$).

Supposez maintenant que les deux côtés OA et OB soient réunis par un côté horizontal OO_1 (figure 6); rien ne sera changé à l'équilibre, pourvu que la tension Q de ce côté horizontal soit égale à l'une ou à l'autre des projections horizontales de t et de t_1, et pourvu que l'on suspende en O le poids p_1 et en O_1 le poids p_2, la somme $p_1 + p_2$ étant toujours égale à p.

Ces préliminaires posés, considérons un demi-polygone funiculaire dont Ax est le côté horizontal et la verticale Ay l'axe de symétrie; le point A étant le milieu du côté horizontal (figure 7). Soit Q la tension de ce côté horizontal, p_1, p_2, p_3, les poids suspendus aux sommets successifs ; p_1 est la diagonale du parallèlogramme construit sur Q et t_1 ; donc t_1, est connu ; connaissant t_1, on sait que p_2 est la diagonale du parallèlogramme construit sur t_1 et t_2, donc cette tension t_2 est connue, et, ainsi de suite, jusqu'à ce qu'on arrive au côté supérieur du polygone, dont la tension est égale à la réaction du point d'attache.

Les constructions précédentes, quoique très-simples, se simplifient bien davantage en ayant recours au polygone de Varignon.

Portons sur une horizontale à une échelle déterminée une longueur OA (figure 8) mesurant la tension Q du côté horizontal ; élevons la verticale AB et portons sur cette verticale des longueurs successives mesurant $p_1 p_2 p_3$. La tension t_1, résultante de Q et de p_1, est donnée en grandeur et en direction par la droite Op_1; la tension t_2, résultante de t_1 et de p_2, est donnée en grandeur et en direction par la droite Op_2, et ainsi de suite ; finalement, la tension t_m sur point d'attache est représentée en grandeur et en direction par la droite Op_m.

Mais t_2 peut se considérer comme la résultante de OA et de Ap_2, t_3 comme la résultante de OA et Ap_3, et ainsi de suite, de sorte qu'on peut poser les relations suivantes :

1° La composante horizontale de la tension d'un côté quelconque est constante et égale à Q, c'est-à-dire à la tension du côté horizontal ;

2° La composante verticale de la tension d'un côté quelconque est égale à la somme des poids suspendus depuis le point le plus bas jusqu'au sommet où le côté commence ;

3° La tension des côtés augmente à mesure qu'on s'élève sur l'horizon ; on a par exemple

$$t_1 = \frac{Q}{\sin \alpha} = Q \sec \alpha,$$

ce qui indique que la tension croît proportionnellement à la sécante de l'inclinaison du côté sur l'horizon.

Application aux ponts suspendus à tiges équidistantes. — Comme nous le disions plus haut, les tiges de suspension rattachant le tablier aux câbles sont équidistantes et peuvent être considérées comme chargées de poids égaux p. Il n'y aura rien à changer aux constructions précédentes, si ce n'est que tous les poids $p_1 p_2$ deviendront égaux. Mais le calcul va nous apprendre quelques particularités intéressantes sur le profil qu'affecte alors le câble.

Un côté quelconque C_n du polygone funiculaire, côté dont les projections horizontale et verticale sont h_n et v_n, est parallèle à la tension t_n du polygone de Varignon, tension dont les composantes horizontale et verticale sont Q et la somme

$$p_1+p_2+p_3 \ldots +p_n \text{ ou } P_n.$$

Donc, ayant construit le polygone de Varignon (figure 8), pour obtenir la longueur du côté C_2 par exemple, on prendra sur l'horizontale une longueur OM égale à la projection horizontale h_2 de ce côté, on élèvera par le point M une verticale qui rencontre la tension t_2 en un point C_2, et la longueur OC_2 est celle du second côté du polygone funiculaire. On a, par les triangles semblables, la relation :

$$\frac{v_2}{h_2}=\frac{P_2}{Q}$$

ou, d'une manière générale,

$$v_n=h_n.\frac{P_n}{Q}.$$

Dans la pratique, les tiges de suspension sont équidistantes et, par suite, les projections horizontales h_n des côtés sont égales ; désignons par h leur valeur commune, et prenons pour origine des coordonnées (figure 9) non plus le milieu A, mais l'extrémité de gauche O du côté horizontal du câble ; Ox et Oy sont les axes de coordonnées ; l'abscisse x du quatrième sommet A_4 est égale à $4h$ et son ordonnée y est égale à $(v_1+v_2+v_3)$. D'une manière générale, on a :

$$x=nh, \qquad y=v_1+v_2\ldots+v_{n-1}=\frac{h}{Q}(P_1+P_2\ldots+P_{n-1}).$$

Or, tous les poids suspendus sont égaux entre eux et mesurés par p, de sorte qu'on a tout simplement

$$P_n=np;$$

donc les équations précédentes deviennent :

$$x=nh, \qquad y=\frac{hp}{Q}(1+2+3\ldots+(n-1)).$$

La somme des $(n-1)$ premiers nombres entiers est égale à $\frac{(n-1)n}{2}$, ce qui transforme les équations précédentes en

$$x=nh, \qquad y=\frac{hp\,(n^2-n)}{2Q}.$$

Le poids p est le poids d'une longueur h de tablier, et, si on désigne par π le

poids du mètre courant du tablier, on aura

$$p = \pi h, \quad \text{d'où : } x = nh, \qquad y = \frac{\pi h^2 (n^2 - n)}{2Q}.$$

Éliminant la variable (n) entre les équations, nous trouverons la relation générale qui lie les quantités x et y, c'est-à-dire l'équation de la courbe passant par tous les sommets du polygone funiculaire ; cette équation est

$$y = \frac{\pi}{2Q}(x^2 - hx),$$

et, si l'on reporte l'origine au milieu A du côté horizontal, il suffit de remplacer dans cette équation x par $\left(x + \frac{h}{2}\right)$; elle devient alors :

$$(1) \qquad y = \frac{\pi}{2Q}\left(x^2 - \frac{h^2}{4}\right).$$

C'est une parabole dont l'axe est la verticale passant au point A, c'est-à-dire au milieu du câble.

Il est facile, du reste, de montrer directement que le lieu des sommets du polygone funiculaire est une parabole : supposons que le polygone ait un nombre infini de côtés, c'est-à-dire qu'en chaque point du câble soit appliqué un poids constant $\pi . dx$. Nous pouvons considérer le câble comme coupé en A et A_n (figure 10), pourvu que nous appliquions en ces sections les réactions Q et T, qui s'ajouteront aux forces extérieures dont la résultante est πx, placée au milieu de la projection horizontale AA_n. Exprimant que le câble est en équilibre sous l'action de toutes les forces extérieures qui le sollicitent, nous trouvons

$$(2) \qquad Qy = \frac{\pi x^2}{2},$$

équation qui représente une parabole tangente à l'axe des x et ayant pour axe l'axe des y.

Détermination de la poussée horizontale et de la tension au point d'attache. — Les données de la construction (figure 11) sont l'ouverture AB ou $2l$, et la flèche OG ou f, et l'on se propose de déterminer la tension horizontale Q et la tension T au point d'attache A.

Remarquant que pour $x = l$, $y = f$ et, portant ces quantités soit dans l'équation (1), soit dans l'équation (2), il vient

$$(3) \qquad Q = \frac{\pi l^2}{2f}.$$

Si on se sert de l'équation (1), on néglige le terme en $\left(\frac{h^2}{4}\right)$, dont l'influence relative est très-faible.

La tension T a pour composante verticale le demi-poids πl de la travée et pour composante horizontale la quantité Q que nous venons de déterminer, donc

$$(4) \qquad T = \sqrt{\pi^2 l^2 + \frac{\pi^2 l^4}{4f^2}} = \pi l \sqrt{1 + \frac{l^2}{4f^2}}$$

On a encore

$$T = \frac{Q}{\cos \alpha},$$

et l'angle α ou GAH est facile à déterminer, si on se rappelle cette propriété de la parabole que la sous-tangente GH est double de la flèche GO, ce qui conduit à

$$\operatorname{tang} \alpha = \frac{2f}{l}$$

Si l'on cherche la pression verticale qui pèse sur le support AC, elle est la somme des composantes verticales de la tension du câble principal et de la tension du câble de retenue AE, c'est-à-dire égale à :

$$Q \operatorname{tang} \alpha + Q \operatorname{tang} \omega.$$

On sait que le câble principal passe sur l'appui CA et se prolonge en ligne droite pour aller se loger dans un massif de retenue, lequel s'oppose à tout déplacement.

Longueur du câble. — La longueur du câble n'est autre que la longueur d'un arc de parabole. Nous avons vu qu'en désignant par s la longueur de l'arc d'une courbe quelconque, les différentielles (ds), (dx) et (dy) sont liées par la relation :

$$ds^2 = dx^2 + dy^2 \quad \text{ou} \quad (5) \quad \frac{ds}{dx} = \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} = \left\{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right\}^{\frac{1}{2}}.$$

D'autre part, l'équation (2) de la parabole et l'équation (3) combinées nous donnent :

$$Qdy = \pi x dx, \quad \frac{\pi l^2 dy}{2f} = \pi x dx, \quad \frac{dy}{dx} = \frac{2fx}{l^2}.$$

Portant cette valeur de $\frac{dy}{dx}$ dans l'équation (5), et développant le second membre en série par la formule de Newton, puis intégrant entre $x = 0$ et $x = l$, nous arrivons finalement à la formule :

$$(6) \qquad s = l\left\{1 + \frac{1}{3.2}\left(\frac{2f}{l}\right)^2 - \frac{1}{5.8}\left(\frac{2f}{l}\right)^4 + \frac{1}{7.16}\left(\frac{2f}{l}\right)^6 - \frac{5}{9.128}\left(\frac{2f}{l}\right)^8 + \ldots\ldots\right\}$$

qui exprime la longueur de la parabole entre son sommet et le point d'attache, c'est-à-dire la demi-longueur du câble.

En général, le rapport $\frac{f}{l}$ est assez petit pour qu'on puisse se contenter des deux premiers termes de la parenthèse et écrire, avec une approximation bien suffisante dans la pratique :

$$(7) \qquad s = l\left(1 + \frac{2f^2}{3l^2}\right)$$

Longueur des tiges de suspension. — Si l'on veut, on obtiendra graphiquement d'une manière assez exacte, la longueur des tiges de suspension en construisant à une certaine échelle le polygone funiculaire. Mais, il est facile aussi

de les calculer. Supposez qu'il y ait (n) tiges de suspension dans le demi-câble; elles sont également espacées, de sorte que leurs abscisses successives sont:

$$\frac{l}{n},\quad 2\frac{l}{n},\quad 3\frac{l}{n}\,.\,.\,.\,.\,.\quad n.\frac{l}{n};$$

Remplaçant dans l'équation (2) Q par sa valeur en fonction de l et f, l'équation de la parabole des sommets du polygone funiculaire se met sous la forme

$$(8) \qquad y=\frac{}{l^2}x^2,$$

et, l'ordonnée correspondant à l'abscisse $m.\frac{l}{n}$, c'est-à-dire la longueur de la tige de rang (m), aura pour valeur

$$\frac{f}{l_2}\cdot\frac{l^2}{n^2}m^2 \quad \text{ou} \quad \frac{}{n^2}\cdot m^2.$$

Calculant une fois pour toutes la fraction $\frac{f}{n^2}$, on aura la longueur de la tige de rang (m) en multipliant cette quantité par le carré de (m).

La longueur cumulée de toutes les tiges, et par conséquent leur poids, car leur section résulte de l'espacement adopté et du poids du tablier, cette longueur cumulée résultera de l'équation :

$$(9) \qquad \frac{f}{n^2}(1+2^2+3^2\,.\,.\,.\,.\,.+n^2)=\frac{}{n^2}\frac{n(n+1)(2n+1)}{6}.$$

Marche générale pour le calcul d'un pont suspendu. — Pour résumer ce qui précède, voici donc ce qu'il convient de faire pour le calcul d'un pont suspendu:

On se donne l'ouverture et la flèche ; on établit les dispositions du tablier et on en calcule le poids par mètre courant. On fixe l'espacement des tiges de suspension et on en calcule la section eu égard au poids maximum qui pourra leur être imposé. Ces données suffisent pour calculer la poussée horizontale Q et pour construire ou calculer le polygone funiculaire ; généralement on substituera à ce polygone la parabole qui l'enveloppe et dont l'équation est connue. La tension maxima, à laquelle le câble est soumis, se produit au point le plus élevé; on la calcule et on en déduit la section du câble. Les formules que nous avons données permettent d'obtenir sans peine la longueur du câble et celle des tiges de suspension, et de dresser le métré de toutes les parties de la construction. La pression verticale transmise au point d'appui est connue aussi; la tension du câble de retenue est également facile à calculer et le câble de retenue doit être fixé à un massif de poids assez considérable pour qu'aucun mouvement ne soit à craindre.

Influence des variations de température. — L'influence des variations de température est notable pour les ponts suspendus d'une certaine ouverture.

Le coefficient de dilatation linéaire du fer est de 0,000012, c'est-à-dire qu'une barre de fer de 1 mètre de longueur, soumise à une variation de température d'un degré, varie de $0^m,000012$.

La longueur s d'un câble étant donnée par la formule (7)

$$s=l\left(1+\frac{2f^2}{3l^2}\right),$$

cette longueur devient pour une augmentation de température de t^o :

$$s(1+0,000012.t),$$

la demi-ouverture l du câble reste constante, mais la flèche f augmente, et on en trouve la valeur nouvelle par l'équation

$$s(1+0,000012.t)=l\left(1+\frac{2f^2}{3l^2}\right). \quad (10)$$

Prenons pour exemple un pont de 200 mètres d'ouverture et de 20 mètres de flèche, on a : $l=100$, $f=20$, et la demi-longueur du câble : $s=102^m,67$.

Supposez une augmentation de température de 30°, la longueur du câble deviendra :

$$102,67\,(1+30\times 0,000012) \quad \text{ou} \quad 102^m,71,$$

et la nouvelle valeur de la flèche, tirée de l'équation (10), est de $20^m,16$.

Ainsi, une augmentation de température de 30° augmentera la flèche de 16 centimètres, et par suite déformera complètement la courbe du câble ; il est facile de calculer la nouvelle parabole et de voir de combien s'abaissera le sommet de chaque tige de suspension. Cette variation de flèche peut entraîner des inconvénients si le tablier est trop rigide ; en général, le tablier possède une certaine flexibilité et obéit sans peine à la déformation.

En présence de l'influence des variations de température, il convient de poser et de régler les ponts suspendus, autant que possible, à la température moyenne.

Influence d'un poids isolé. — Le nouveau modèle du cahier des charges imposé par le ministère pour les concessions de ponts suspendus, prescrit une épreuve par poids roulant au moyen de charrettes à deux roues pesant 11 tonnes. Sous le passage de ce poids roulant, le câble se déforme et l'on peut, avec les principes que nous avons posés, construire ou calculer son nouveau profil.

Les constructions relatives au polygone funiculaire sont générales et s'appliquent au cas où l'on suspend aux tiges verticales des poids quelconques ; elles subsistent donc dans le cas d'une surcharge isolée qui se combine avec la charge fixe uniformément répartie.

Quant au calcul qui nous a fourni plus haut l'équation (1), il se modifie comme il suit : supposons qu'il y ait dans une demi-travée m tiges de suspension, et que le poids isolé P soit suspendu à la $n^{ième}$; entre le milieu du câble et la tige n, il n'y a rien de changé au calcul, et c'est la parabole (1) qui subsiste, pourvu qu'on donne dans son équation à Q et à n les valeurs convenables. A partir de la $n^{ième}$ tige jusqu'à la dernière, le poids isolé P s'ajoute aux charges fixes, et il faut calculer en conséquence les ordonnées x et y des sommets du polygone ; éliminant la variable qui entre dans les expressions de x et y, on trouve la relation générale qui lie ces deux quantités ; c'est une parabole de la forme

$$y=ax^2+bx+c,$$

que l'on construit par points.

En donnant diverses positions à la surcharge P, on trouvera la déformation maxima à l'aplomb de chaque tige ; ce calcul est simple, mais en général peu utile ; la flexibilité du tablier permet toujours une déformation notable, et de

plus, la surcharge uniforme produit toujours sur le câble des tensions bien supérieures à celles qui résultent du passage du plus lourd véhicule.

Mais, si le passage de ce véhicule n'a pas d'influence sur le calcul de la section des câbles, il en a une très-grande sur le calcul des poutrelles transversales du tablier et des tiges de suspension, qui doivent être susceptibles de résister non-seulement à la surcharge uniformément répartie de 200 kilogrammes au mètre carré, mais encore au poids roulant.

La tension horizontale Q résultant du passage d'un poids roulant P est maxima lorsque ce poids se trouve au milieu du pont et se déduit alors de l'équation

$$Qf = Pl.$$

Lorsque le poids P est à une distance (nl) du milieu du câble, la tension horizontale Q est donnée par l'équation

$$Qf = P.l\,(1-n)$$

et la tension T au point d'attache, tension produite par le poids P seul indépendamment de la charge fixe, est égale à

$$T = \sqrt{Q^2 + P^2\left(\frac{1+n}{2}\right)^2} = P\sqrt{\frac{l^2(1-n)^2}{f^2} + \left(\frac{1+n}{2}\right)^2}$$

et cette quantité est maxima lorsque le nombre n est égal à

$$\frac{\frac{2l^2}{f^2} - 1}{\frac{2l^2}{f^2} + 1},$$

quantité qui, en général, diffère très-peu de l'unité. C'est donc lorsque le poids P est près des culées qu'il détermine dans le câble le plus grand accroissement de tension.

Longueur des tiges lorsqu'elles supportent un tablier parabolique. — Généralement, le tablier a une forme légèrement parabolique, la concavité de la courbe étant tournée vers le bas. C'est même une nécessité au point de vue architectural. Il faut donc modifier la longueur des tiges en conséquence.

Sur la figure 12, planche XXXVI, la parabole (aod) représente le câble et la parabole (ehg) représente le tablier. La moitié du câble comprenant m tiges, espacées d'une longueur h, la longueur de la tige de rang n comprendra trois éléments : 1° l'ordonnée de la parabole du câble, 2° la distance constante oh, qui sépare les sommets des deux paraboles, 3° l'ordonnée de la parabole du tablier.

La courbe du câble a pour équation

$$Qy = \frac{\pi x^2}{2},$$

pour $x = nh$, l'ordonnée y est égale à

$$\frac{\pi h^2}{2Q} n^2.$$

La courbe du tablier est de la forme :

$$y = ax^2, \quad \text{et pour} \quad x = l, \; y = f',$$

ce qui transforme l'équation en

$$y = \frac{f'}{l^2} x^2.$$

Lorsque $x = nh$, l'ordonnée y a pour valeur

$$\frac{f'}{l^2} n^2 h^2.$$

Voici donc évalués les trois éléments de la longueur d une tige quelconque, et cette longueur est connue.

En réalité, l'équation

$$Qy = \frac{\pi x^2}{2}$$

n'est qu'approchée, et il vaudrait mieux recourir pour le calcul à l'équation (1) de la page 262,

$$y = \frac{\pi}{2Q}\left(x^2 - \frac{h^2}{4}\right)$$

qui représente la parabole passant par les sommets du polygone funiculaire.

Il est inutile de donner au tablier un bombement exagéré, et il est facile d'en déterminer la valeur de telle sorte que jamais il ne soit exposé à descendre au-dessous de l'horizontale qui passe par ses extrémités.

A cet effet, on calculera l'augmentation maxima de flèche qui peut résulter des variations de température ; on calculera en outre l'augmentation de flèche qui résultera de la tension maxima à laquelle les câbles pourront être soumis, et ce calcul est analogue au précédent. On peut admettre que le fer s'allonge de $0^m,00005$ pour une charge de 1 kilogramme par millimètre carré de sa section; connaissant la tension moyenne t par millimètre carré, on aura pour l'allongement par mètre courant de câble $0^m,00005\,t$; la longueur s de la courbe, calculée par la formule (7), deviendra :

$$s(1 + 0{,}00005.t),$$

et devra être égale à

$$l\left(1 + \frac{2f'^2}{3l^2}\right)$$

conformément à la même formule (7). On aura donc une équation qui donnera la nouvelle flèche f', et par suite l'accroissement cherché. De la somme des deux accroissements possibles se déduit la flèche à donner au tablier, flèche qui doit être supérieure à la somme susdite.

Pendant l'été, la convexité du tablier diminue ; elle augmente pendant l'hiver.

Profil des câbles en tenant compte de la variation des tiges. — L'équation différentielle de la courbe des câbles est :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{Q}\int \cdot p\,dx \qquad (11)$$

elle résulte de la construction même du polygone funiculaire ; nous avons vu

en effet que, pour obtenir la tension du côté de rang m, il faut composer la tension horizontale constante Q avec la somme des poids agissant depuis le premier sommet jusqu'au sommet m. La quantité $\frac{dy}{dx}$ mesure l'inclinaison du côté de rang m sur l'horizon, or cette inclinaison est mesurée aussi par le rapport des deux composantes de la tension, savoir : la somme des poids élémentaires pdx et la tension horizontale Q. Donc, l'équation précédente est exacte, et en l'intégrant on obtiendra la courbe du câble.

Dans ce qui précède nous avons supposé le poids p constant ; en réalité il ne l'est pas et dépend de trois éléments. L'un de ces éléments est constant, c'est le poids π du tablier et de la surcharge par mètre courant ; l'autre terme est variable avec la longueur des tiges et augmente depuis le milieu du pont jusqu'aux culées ; l'autre représente le poids de la partie du câble comprise entre deux tiges consécutives de suspension, poids qui va aussi en croissant depuis le milieu du pont jusqu'aux culées.

Désignons par (2τ) le poids total des tiges sur toute la longueur du pont, ce poids est supposé réparti proportionnellement aux ordonnées de la parabole

$$y=\frac{f}{l^2}x^2.$$

Ce n'est là qu'une approximation, puisque nous cherchons précisément une autre courbe que cette parabole, mais l'approximation est bien suffisante. Sur un élément de longueur horizontale dx, le poids représentant les tiges de suspension peut donc s'exprimer par la quantité

$$\frac{3\tau}{l^3}x^2dx,$$

car cette quantité, proportionnelle aux ordonnées de la parabole précédente, reproduit précisément le nombre 2τ, lorsqu'on l'intègre depuis $(-l)$ jusqu'à $(+l)$.

Désignant par σ le poids de l'unité de longueur du câble, le poids de l'élément ds de ce câble sera

$$\sigma.ds \quad \text{ou} \quad \sigma dx\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \quad \text{ou} \quad \sigma.dx\sqrt{1+\frac{4f^2x^2}{l^4}}$$

en remplaçant $\frac{dy}{dx}$ par sa valeur tirée de l'équation de la parabole.

Ainsi le poids variable p est mis sous la forme :

$$p=\pi+\frac{3\tau x^2}{l^3}+\sigma\sqrt{1+\frac{4f^2x^2}{l^4}}.$$

Portant cette valeur dans l'équation différentielle (11), inscrite en tête de ce paragraphe, et intégrant deux fois, il vient :

$$(12) \qquad y=\frac{1}{Q}\left\{\frac{\pi x^2}{2}+\frac{\tau x^4}{4l^3}+\sigma\left(\frac{x^2}{2}+\frac{2f^2x^4}{3.4.l^4}-\frac{2f^4x^6}{5.6.l^8}+\ldots\right)\right\},$$

équation qui représente et permet de calculer la courbe du câble.

En général, on s'arrêtera au terme en x^4, qui donne une valeur suffisamment approchée.

Dans l'équation (12) on devra avoir $y = f$ pour $x = l$, d'où résulte l'équation

$$(13) \qquad f = \frac{1}{2Q} \left\{ (\pi + \sigma) l^2 + \frac{\tau l}{2} + \frac{\sigma f^2}{3} \right\},$$

qui permettra d'exprimer Q en fonction de f et de l, et d'en porter la valeur dans l'équation de la courbe.

Ces formules, appliquées au pont de Saint-Christophe, de $181^m,60$ d'ouverture et de 14 mètres de flèche, ont montré que la différence maxima entre les ordonnées de la courbe réelle et celles de la parabole théorique était de $0^m,06$, et qu'elle correspond aux points situés aux deux tiers de la demi-longueur du tablier à partir de l'axe du pont.

Voici comment la parabole se déforme :

La variation de flèche est très-peu considérable, mais la parabole se creuse vers les culées et le maximum du creusement est à peu près au sixième de la longueur du pont à partir des culées.

En somme, cet effet est très-peu sensible pour des ponts d'ouverture ordinaire, et il n'y a lieu d'en tenir compte que dans des conditions exceptionnelles.

Règlement des câbles. Chaînette. — Une question assez importante, surtout lorsqu'il s'agit de ponts de grande ouverture, c'est le règlement des câbles.

On sait qu'un câble pesant et flexible, fixé en un de ses points, a pour profil une courbe particulière qu'on appelle la chaînette.

Ainsi, lorsqu'on pose le câble seul, sans lui suspendre le tablier, il décrit une chaînette ; puis, lorsque l'on vient suspendre au câble les tiges de suspension et le tablier, la chaînette se transforme en parabole.

Cette parabole est la donnée principale du projet, elle est connue par sa flèche et par son ouverture, mais la flèche de la chaînette est moindre que celle de la parabole de même longueur, et il est indispensable de calculer cette flèche pour vérifier si le câble est bien dans la position qu'il doit occuper lorsqu'il n'a à porter que son propre poids.

Il y a une autre cause qui tend à diminuer la flèche de pose par rapport à la flèche définitive, c'est que le poids du tablier allonge le câble et par suite augmente sa flèche. Donc, pour avoir la longueur réelle du câble, alors qu'il est suspendu librement, il faut retrancher de la longueur calculée pour l'arc de parabole la quantité qui résulte de l'allongement élastique.

Mais venons à la chaînette :

Soit p le poids du câble par mètre courant, câble dont le profil est rapporté à deux axes, l'un vertical, l'autre horizontal ; considérons un élément de longueur (ds) et de poids (pds), figure 13, planche XXXVI, il est soumis d'un bout à une tension T, dont les composantes horizontales et verticales sont :

$$T\frac{dx}{ds} \quad \text{et} \quad T\frac{dy}{ds}$$

et de l'autre bout à une tension opposée dont les composantes sont :

$$T\frac{dx}{ds} + d\left(T\frac{dx}{ds}\right) \quad \text{et} \quad T\frac{dy}{ds} + d\left(T\frac{dy}{ds}\right)$$

L'élément de câble est en équilibre sous l'action des forces extérieures qui

comprennent les tensions ci-dessus définies et le poids (pds) ; appliquant le théorème des projections, on doit donc avoir :

$$d\left(\mathrm{T}\,\frac{dx}{ds}\right)=o \quad \text{et} \quad d\left(\mathrm{T}\,\frac{dy}{ds}\right)=pds.$$

Ce sont les deux équations différentielles de la courbe cherchée ; en les résolvant, on trouve pour l'équation de la chaînette :

(14) $$y=\frac{a}{2}\left(e^{\frac{x}{a}}+e^{-\frac{x}{a}}\right)$$

dans laquelle le nombre (e), base des logarithmes népériens, est égal à 2,71828.

La chaînette est représentée par la figure 13, et le paramètre (a) n'est autre que l'ordonnée du sommet de la courbe ; cette courbe est très-régulière et très-pure.

Différentiant l'équation (14), on trouve :

$$\frac{dy}{dx}=\frac{1}{2}\left(e^{\frac{x}{a}}+e^{-\frac{x}{a}}\right) \quad \text{et} \quad \frac{ds}{dx}=\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2}=\frac{1}{2}\left(e^{\frac{x}{a}}+e^{-\frac{x}{a}}\right);$$

Cette dernière formule, intégrée, nous conduit à

(15) $$s=\frac{a}{2}\left(e^{\frac{x}{a}}+e^{-\frac{x}{a}}\right)$$

c'est-à-dire que l'arc s est égal à l'ordonnée correspondante y.

Mais ces équations (14) et (15) sont d'un usage très-difficile, même quand on les développe en séries, car les séries qu'elles donnennt ne sont pas rapidement convergentes et il convient de leur faire subir des modifications que nous ne pouvons exposer ici.

Il nous suffira de dire qu'en désignant par f la flèche de la chaînette, par l la demi-ouverture du pont et par S la longueur du demi-arc du câble, on a la relation approximative :

$$=\mathrm{S}-\frac{2}{3}\frac{f^2}{\mathrm{S}}-\frac{2}{15}\frac{f^4}{\mathrm{S}^3},$$

qui donne :

(16) $$f=\mathrm{S}\sqrt{\frac{-5+\sqrt{55-30\,\frac{l}{\mathrm{S}}}}{2}}$$

Un exemple rendra les choses plus nettes :

En traitant de l'influence des variations de température, à la page 264, nous avons considéré un pont de 200 mètres d'ouverture et de 20 mètres de flèche, et nous avons trouvé que la longueur de la demi-parabole correspondante était de 102^{m},67. Supposons que, sous la charge fixe du tablier, le câble travaille à 6 kilogrammes par millimètre carré, il se sera allongé d'environ six fois 0^{m},00005 ou de 0^{m},0003 par mètre courant ; sa longueur totale, correspondant au cas où il sera absolument libre, se déduira donc de la formule :

$$102{,}67=s\,(1{,}0003), \quad \text{qui donne} \quad s=102^{m}{,}64.$$

D'autre part $l = 100$, de sorte qu'en substituant ces valeurs dans l'équation (16), on trouvera la valeur de f, qui est égale en effet à $19^m,71$.

Ainsi, la flèche de la chaînette sera de $0^m,29$ inférieure à la flèche de la parabole qu'on veut obtenir; lorsqu'on posera le câble entre les deux rives, pendant qu'il ne portera que son propre poids, on devra donc vérifier par un nivellement si le point le plus bas de ce câble est bien à $0^m,29$ au-dessus du pied de la flèche définitive.

Polygone funiculaire à côtés égaux. — On a quelquefois substitué aux câbles en fil de fer des chaînes à longs maillons en fer forgé; pour éviter toute sujétion, on fait alors tous les maillons égaux, de sorte que l'écartement des tiges de suspension va en diminuant du milieu du pont jusqu'aux culées. Il est facile de construire le polygone funiculaire dans ce cas et de trouver des formules analogues aux précédentes, mais, dans la pratique, il est inutile de recourir à de nouvelles formules et on peut admettre que tous les sommets du polygone sont sur la parabole, qui correspond au cas où toutes les charges sont uniformément réparties suivant l'horizontale.

En effet, les tiges, étant plus rapprochées vers les culées, prennent chacune à leur charge une longueur moindre de tablier, mais d'un autre côté la longueur de ces tiges augmente, le poids du câble de suspension par mètre courant de tablier augmente aussi; il s'établit donc une sorte de compensation et l'hypothèse de la répartition uniforme des charges suivant l'horizontale est plus exacte avec des maillons égaux qu'avec des tiges équidistantes. Il n'y a donc aucun inconvénient à se contenter de la théorie précédente.

DESCRIPTION DE QUELQUES PONTS SUSPENDUS. DÉTAILS DE CONSTRUCTION.

Historique. — « Les récits des voyageurs, dit Navier, ont fait connaître depuis longtemps les ponts de cordes, dont l'usage existait dans plusieurs contrées de l'Amérique méridionale avant l'arrivée des Européens. Le pont de Pénipé (figure 1, pl. XXXVII) sur lequel M. Alexandre de Humboldt a traversé la rivière de Chambo, dans le mois de juin 1802, et qu'il a décrit dans le bel ouvrage intitulé : *Vues des Cordilières et monuments des peuples indigènes de l'Amérique*, est formé par des cordes de $0^m,01$ de diamètre, faites avec les parties fibreuses des racines de l'agave americana; la longueur est de 40 mètres et la largeur d'environ $2^m,05$. Les cordes principales sont couvertes transversalement de petites pièces cylindriques de bambon; elles sont attachées, des deux côtés du rivage, à une charpente grossière composée de plusieurs troncs d'arbres. »

On cite d'autres ponts construits de la même manière, dont les dimensions sont bien plus considérables; tel est celui qui établit une communication entre Quito et Lima, et sur lequel les voyageurs peuvent passer avec des mulets à charge.

Pour franchir les vallons et les crevasses profondes des Cordilières, on se sert aussi de câbles sur lesquels roule une poulie à gorge munie de cordages auxquels s'accroche le voyageur; le câble est incliné d'une rive à l'autre, et, grâce à une impulsion première, la poulie descend avec son fardeau. Souvent le câble est assez fort pour qu'on puisse suspendre à la poulie une mule ou un cheval. Un second câble, à pente inverse, établit la communication dans l'autre sens.

Au Thibet, où l'on trouve des engins de ce genre, on rencontrait aussi au siècle dernier des ponts dont le tablier en bambou était supporté par des chaînes en fer. D'après Turner, le pont appelé Chouka-cha-zum aurait 46 mètres de longueur et serait composé de cinq chaînes : on n'y laissait passer qu'un cheval à la fois. Le même voyageur décrit une autre passerelle formée d'un tablier soutenu par deux chaînes en fer, dont les extrémités, après avoir passé sur des piliers en maçonnerie, vont s'enfoncer dans le sol et s'enrouler autour d'une grosse pierre recouverte avec d'autres pierres plus petites.

Les ponts à chaînes de fer existent aussi en Chine, et il paraît que les oscillations, auxquelles ils sont soumis, offrent un spectacle peu rassurant.

Quoi qu'il en soit de la solidité de ces ouvrages, ils prouvent que le principe des ponts suspendus a pris naissance en Asie; les Chinois semblent même leur attribuer une longue existence, car ils donnent à plusieurs de ces ponts une origine fabuleuse.

A la fin du dix-huitième et au commencement du dix-neuvième siècle, les ponts suspendus prirent un grand développement en Amérique, puis en Angleterre. Vers 1820, on livra à la circulation le pont de Berwick de 110 mètres de portée, et, en 1824, le pont de Menay de 177 mètres de portée, construit par Telfort.

A ce moment, la France se mit aussi à construire des ponts suspendus, qui furent accueillis avec une grande faveur et rendirent réellement de sérieux services en bien des passages difficiles. En 1826, Navier termina le pont des Invalides; en 1830, on livra le pont d'Arcole, en 1834 le pont de la Rapée, en 1836 le pont Saint-Louis, en 1839 la passerelle de Constantine qui vient de disparaître.

De 1832 à 1837, M. Chaley construisait le grand pont de Fribourg sur la Sarine et de 1836 à 1839, M. Leblanc construisait le pont de la Roche-Bernard.

Depuis 1850, à la suite de plusieurs accidents terribles, on a presque abandonné les ponts suspendus : la réaction a été trop vive, et ces ouvrages sont susceptibles de rendre encore de grands services, si on ne leur demande pas plus qu'ils ne peuvent rendre et si on a soin de prendre en ce qui les concerne toutes les précautions indiquées par l'expérience.

Aux Etats-Unis d'Amérique, on construit encore des ponts suspendus, mais on en a perfectionné les dispositions et ils présentent une solidité satisfaisante. Il est probable que nous les verrons reparaître en Europe.

Pont sur le détroit de Menay. — Le pont construit par Telfort sur le détroit de Menay est à 2 kilomètres au Nord du grand pont tubulaire Britannia établi par Stephenson, en 1850. Représenté en élévation par la figure 2 de la planche XXXVII, il comprend deux viaducs en maçonnerie réunis par une travée suspendue de 177 mètres de portée, dont le tablier est à 31 mètres au-dessus de la mer pour laisser le passage libre aux navires.

Le pont est à deux voies et chaque voie est supportée par deux câbles composés; chaque câble est formé de quatre chaînes en fer forgé, superposées dans un plan vertical et reliées transversalement de place en place. Des tiges de suspension équidistantes suspendent à ces chaînes un tablier en bois dont les poutrelles transversales sont des poutres armées à leur partie inférieure. Dans chaque voie, les véhicules sont maintenus par des chasse-roues.

Les câbles se prolongent au delà des grandes piles et vont s'amarrer dans le rocher et dans des massifs de maçonnerie.

Pont de Fribourg. — La ville de Fribourg est séparée de la montagne qui lui fait face par la vallée de la Sarine, dont la largeur minima est de 300 mètres.

L'ancienne route de Berne franchissait cette vallée au moyen de lacets et de rampes souvent supérieures à 0,15, de sorte que la circulation était toujours difficile et, à certaines époques, impossible. Le besoin d'un pont se faisait vivement sentir, mais on reculait devant les dépenses considérables.

En 1830, M. l'ingénieur Chaley obtint la concession d'un pont suspendu, qu'il s'engageait à exécuter à ses risques et périls, moyennant une subvention de 300,000 francs et une concession de péage pendant quarante années.

Ce pont est représenté par les fig. 3 à 5 de la pl. XXXVII et 1 à 7 de la pl. XXXVIII.

Les câbles sont supportés par des portiques d'ordre dorique, placés à environ 10 mètres en arrière de l'arête du rocher; entre les portiques et les extrémités du tablier existe une terrasse en forme de demi-lune.

Le tablier de 246^m,26 de portée, situé à 51 mètres au-dessus des eaux de la Sarine est soutenu par des câbles en fil de fer de 265^m,26 d'ouverture et de 19^m,26 de flèche.

Il y a deux câbles à chaque rive; ils passent sur les portiques et se prolongent par une partie droite inclinée de 48^m,10 de longueur qui se retourne ensuite verticalement et est ancrée au fond de puits creusés à 14^m,00 dans le roc.

A chaque extrémité du pont, la route se retourne pour se développer à flanc de coteau, de sorte qu'avant d'arriver aux portiques, il faut passer sous les câbles de retenue.

Les chantiers de construction ont été établis dans la vallée même et on montait les matériaux à pied d'œuvre par une passerelle de service indiquée sur l'élévation générale.

Les portiques présentent un passage central en plein cintre de 5^m,76 de large et de 13 mètres de hauteur sous clef. La maçonnerie de ces portiques a été l'objet de soins spéciaux et toutes les pierres d'une même assise ont été reliées par des crampons et tirants en fer; la précaution n'était pas inutile, car on n'employait que de la chaux ordinaire, très-faiblement hydraulique.

Après avoir établi les galeries rampantes, dans l'axe desquels on aperçoit les câbles de retenue, on arriva au rocher que l'on refouilla de manière à y creuser des puits verticaux de 16 mètres de profondeur, de 1 mètre de large et de 3 mètres de long.

Sur la hauteur de ces puits, on ménagea dans le roc trois chambres en forme de queue d'aronde, qui ont été remplies ensuite avec de la maçonnerie de pierre de taille appareillée en voûte renversée. Les câbles traversent ces voûtes, dont les dimensions sont données par les figures de détail et viennent s'amarrer sous le massif de maçonnerie. Il va sans dire qu'une cheminée de service a été ménagée dans chaque puits pour permettre de visiter les câbles et de les réparer.

La traction totale, transmise à l'assise inférieure des massifs d'amarre se répartit sur toute la hauteur de ces massifs et tend à serrer les uns contre les autres les voussoirs qui composent les voûtes renversées.

A la sortie du puits d'amarre, on voit installés sur un bloc de granite des rouleaux de friction en fonte, posés sur des plaques de fonte légèrement cintrées. Par leur mobilité, ces rouleaux favorisent les mouvements des câbles lorsque ceux-ci viennent à s'allonger ou à se raccourcir, et ils diminuent la fatigue des supports.

Chaque câble est supporté sur les portiques par trois rouleaux de friction analogues aux précédents et posés eux aussi sur des plaques de fonte légèrement cintrées.

On a surtout employé à la confection des câbles du fil de fer n° 18, dont le diamètre est de 0m,00308 et qui pèse 57 grammes au mètre courant; les bouts avaient de 140 à 150 mètres de longueur. Le fil de ce numéro ne se rompait que sous une traction de 610 kilogrammes, soit 82 kilogrammes par millimètre carré.

La force des autres numéros était dans la même proportion.

Le poids permanent du tablier était de 300,000 kilogrammes, et la surcharge maxima de 160,000 kilogrammes à raison de 100 kilogrammes par mètre carré de tablier, la charge totale maxima est de 360,000 kilogrammes; elle détermine au point le plus élevé des câbles une tension de 846,000 kilogrammes, ou de 211,500 kilogrammes par câble.

Un câble est composé de 1056 fils n° 18 de 7mmq,45 de section chacun, ce qui fait en tout 7,867 millimètres carrés. Sous la charge maxima, les fils travailleront donc à 26kg,88 par millimètre carré et à 17kg,53 sous la charge permanente. Dans le premier cas, l'effort sera moins de un tiers, et dans le second un peu plus de un cinquième de la résistance absolue.

Les 1056 fils n° 18 qui constituent un câble lui donnent un diamètre de 13 à 14 centimètres : chaque câble, présente sans assemblages une longueur développée de 374m,24.

Les deux câbles d'une même rive sont espacés de 4 centimètres seulement, et c'est dans cet intervalle que passent les tiges de suspension qui reposent par une croupière sur un coussinet ou joug à cheval sur les deux câbles (fig. 7, pl. XXXVIII).

Les câbles suspenseurs sont serrés par des ligatures en fil recuit n° 14; chaque ligature a 0m,15 de long et n'est éloignée de la voisine que de 0m,60; on trouve une ligature à l'aplomb de chaque tige de suspension et une autre au milieu des intervalles qui séparent deux tiges de suspension consécutives.

Avant d'arriver aux portiques, les câbles s'épanouissent peu à peu en une nappe de petits faisceaux parallèles qui s'appliquent sur les rouleaux; puis les faisceaux se rejoignent insensiblement au delà des portiques pour reconstituer un cylindre. Cette disposition ne paraît pas favorable à la conservation des fils qui, réunis en une lame plus ou moins épaisse, doivent résister moins facilement aux atteintes de l'oxydation.

En entrant dans les galeries rampantes, chaque câble se divise en deux autres, et, les quatre câbles de chaque rive se terminent à l'entrée des puits d'amarre, où ils s'assemblent avec les câbles d'amarre (fig. 3 et 4); ces câbles d'amarre sont doubles et l'assemblage se fait au moyen de clavettes en fer contenues entre deux pièces de fonte; les clavettes permettent d'effectuer un serrage convenable.

Chaque câble d'amarre est formé de 528 fils n° 18 et est entouré sur toute la hauteur du puits par une spirale bien serrée en fil de fer n° 14. Il se termine par une croupière que traverse une ancre horizontale, qui reporte la pression totale des câbles sur la face inférieure de la dernière assise de maçonnerie.

Le tablier est relié aux câbles de chaque rive par 163 cordes pendantes, espacées de 1m,50 d'axe en axe, et d'une hauteur variant de 0m,18 à 16m,60; ces cordes sont formées chacune de 30 fils de fer n° 17 et leur diamètre est d'environ 0m,025.

L'écartement des câbles étant de 9m,80 sur les portiques, tandis que la largeur du tablier n'est que de 7m,20, il en résulte que les tiges de suspension ne sont pas verticales mais inclinées et forment sur chaque rive une sorte de surface gauche.

Cette disposition, favorable à la stabilité, se retrouve sur les ponts américains actuels.

Les tiges de suspension portent en haut une croupière traversée par le coussinet, et en bas une autre croupière traversée par un crochet qui termine un étrier en fer embrassant et soutenant les poutrelles ou pièces de pont.

Celles-ci sont découpées suivant le profil même du tablier de sorte que leur hauteur de $0^m,30$ aux extrémités atteint $0^m,37$ au milieu. Elles supportent une chaussée en madriers de $4^m,70$ de large, flanquée de deux trottoirs de $0^m,83$ chacun.

Avant d'être mis en œuvre, les fils de fer étaient examinés minutieusement à leur arrivée, et ceux qui étaient reconnus sans défaut étaient plongés pendant deux heures à trois reprises différentes dans une chaudière d'huile de lin bouillante, mélangée de litharge et de noir de fumée.

Les bouts de fils de fer étaient ensuite dévidés et enroulés sur des tambours de $0^m,40$; on réunissait les bouts des fils successifs en les croisant de $0^m,10$ et les serrant avec une spire ininterrompue de $0^m,07$ de long en fil de fer n° 4 bien recuit. Cette ligature était excellente et jamais un des bouts ne glissait sur l'autre, quel que fût l'effort exercé.

Chaque câble suspenseur était formé de vingt écheveaux juxtaposés, savoir : douze écheveaux de 56 fils et huit de 48 fils. Chaque écheveau était fabriqué isolément et on avait soin de donner à chaque fil la même tension, afin que tous les fils travaillassent de la même manière dans le câble définitif.

Le câble étant terminé et ligaturé provisoirement recevait une dernière couche d'huile de lin bouillante qui pénétrait dans toute la masse.

Le tablier est en bois de sapin, à l'exception du parapet qui est en chêne; on préfère le bois de sapin comme plus léger, plus facile à travailler et à obtenir sous de grandes dimensions.

Ce tablier a une flèche qui varie, suivant la température, de $0^m,50$ à 1 mètre.

Après la pose, on a donné aux câbles et à toutes les pièces métalliques une dernière couche d'huile préparée, et finalement on a peint le tout à la céruse. La couleur blanche ainsi obtenue est excellente parce qu'elle décèle la moindre trace d'oxydation.

Les câbles d'amarre sont noyés dans une pâte liquide de chaux grasse destinée à les préserver de l'oxydation.

Les épreuves du pont furent faites au moyen de caissons d'artillerie et de troupes marchant au pas au son de la musique; malgré les déformations passagères des câbles et les oscillations qui leur furent communiquées, on ne remarqua aucune altération.

Mais ce mode d'épreuve n'est certainement pas à imiter, et on se garderait bien de l'employer aujourd'hui.

Ponts suspendus à Genève. — Le colonel Dufour, ancien élève de l'École polytechnique, fit établir à Genève dès 1824 un pont suspendu qui mettait en communication deux promenades de la ville séparées par un large fossé. A cette époque, le fil de fer n'avait été employé à la confection des câbles que par MM. Seguin, d'Annonay, qui avaient construit dans leurs ateliers une passerelle de 16 mètres d'ouverture soutenue par des câbles en fils de fer; on manquait donc d'expériences sur la résistance des fils, et c'était la première chose à connaître.

M. Dufour rechercha la force des fils de fer n°s 4, 13, 17 et 19 dont les diamètres sont en millimètres : 0,85, 1,90, 2,75 et 3,70, et il reconnut que ces fils

ne se rompaient en moyenne que sous une charge de 60 kilogrammes au millimètre carré: on voit tout l'avantage que les fils présentent sur le fer forgé, puisque celui-ci, sous un équarrissage notable, ne porte plus que 35 à 40 kilogrammes.

Les fils s'allongent toujours avant de se rompre, et d'après M. Dufour, l'allongement est d'autant plus considérable que le diamètre est moindre : ainsi le fil nº 4 s'allonge de 0,0057 de sa longueur et le fil nº 19 de 0,0033. Les fils recuits ont un allongement à peu près uniforme. La rupture par extension est toujours précédée d'un amincissement de la section, qui ne devient sensible que lorsque la charge approche de la limite. Les fils de fer pliés suivant un trop faible rayon de courbure perdent de leur force et c'est dans le pli que la rupture se déclare.

Il paraît que le refroidissement diminue la ténacité du fil.

« Il est convenable, dit M. Dufour dans son mémoire, de donner du poids au tablier du pont, bien loin de s'efforcer, comme on l'a fait jusqu'à présent, d'atteindre le dernier degré de légèreté. Plus le pont est lourd et moins une augmentation de charge passagère et momentanée y produit un effet sensible pour le faire vibrer ou le déformer. »

Nous avons déjà recommandé ce principe en parlant des ponts en tôle ; le métal dont le travail varie dans des limites étendues est dans les conditions de conservation bien inférieures à celles dont il jouit lorsque la variation des efforts est aussi limitée que possible.

Après avoir établi des ponts suspendus avec câbles supérieurs, le colonel Dufour eut l'idée de recourir à une suspension inférieure. sur laquelle reposerait le tablier, et il appliqua cette idée à la construction du pont à jeter sur le Rhône entre le quai de Bergues et le quai du Rhône. Ce pont est formé de trois tronçons qui ne sont pas dans un même plan. Les figures 8 et 9 de la planche XXXVIII, représentent en élévation et en coupe tranversale une des travées qui a $16^m,17$ d'ouverture : on comprend sans peine que la suspension inférieure suppose une assez faible flèche et par suite une assez faible ouverture.

Chaque travée est supportée par cinq couples de chaîne placés de chaque côté de poutres en bois comme le montre la coupe transversale ; à vrai dire, ce sont là plutôt des poutres armées qu'un pont suspendu ; la seule différence consiste en ce que la tension de la chaîne sur les culées, au lieu d'être contre-butée par la roideur de la poutre en bois, est annulée par le massif même de la culée. A cet effet, la chaîne se prolonge dans le massif de la culée et vient s'ancrer sous le grillage de fondation.

Chaque chaîne est composée de sept anneaux en fer carré, de 32 millimètres, assemblés par de plus petits anneaux jumelés de 24 millimètres. Les boulons qui réunissent les diverses parties de la chaîne sont en fer fondu de 64 millimètres de diamètre.

Le fer forgé des chaînes travaille à $5^k,2$ sous la charge permanente et peut travailler accidentellement à $9^k,5$ avec la surcharge ; cet effort est exagéré et ne serait pas admis aujourd'hui. Du reste, plusieurs chaînes du pont de Genève se rompirent lors de l'épreuve à laquelle les travées furent soumises, bien que cette épreuve eût été très-limitée.

Pont de Bry-sur-Marne. — Le pont de Bry-sur-Marne, construit par M. Jules Seguin et représenté par les figures 1, 2, 3 de la planche XXXIX, comprend une seule travée de 76 mètres d'ouverture. Sur chaque rive, il y a cinq câbles principaux qui, situés dans un même plan vertical au milieu de l'ouverture, se

trouvent au contraire dans un même plan horizontal lorsqu'ils aboutissent au sommet des supports oscillants (*a*).

Ils se prolongent au delà de ces supports suivant une inclinaison à peu près égale à celle du dernier élément parabolique, viennent passer sur un chevalet oscillant en fonte (*d*), puis se rapprochent de la verticale et s'agrafent à leur extrémité avec des tirants NM en fer forgé; ceux-ci traversent le massif des culées et vont s'amarrer à des ancres en fonte chargées de tout le poids des maçonneries.

Les tiges de suspension sont en fils de fer comme les câbles, et chaque câble ne supporte que le cinquième des tiges. Il y a sur chaque tête du pont 63 tiges de suspension supportant un pareil nombre de poutrelles ou pièces de pont.

Les supports en fonte (*a*), dont la section horizontale est une croix, affectent la forme de bielles et reposent sur un coussinet en fonte placé au sommet d'un piédestal en pierre dure de 1 mètre de côté; c'est par une embase cylindrique que ces bielles touchent le coussinet inférieur, elles sont donc parfaitement libres d'osciller autour de la verticale. A leur sommet, elles portent une gorge cylindrique de $0^m,80$ de longueur qui reçoit les câbles, aplatis et épanouis à cet effet.

Chaque câble parabolique comprend 110 à 120 brins de fil de fer n° 18, de 3 millimètres de diamètre, ce qui donne un diamètre total de 4 centimètres.

La flèche du câble inférieur est de $6^m,414$ et les flèches des câbles superposés vont décroissant de vingt en vingt centimètres.

La longueur des câbles était d'environ 111 mètres y compris les boucles ou croupières terminales.

Chaque corde pendante est formée de deux faisceaux parallèles de 14 brins de fil de fer n° 18.

Les tirants en fer forgé et les câbles sont assemblés à croupières avec des cales ou coins en fer forgé, dont le serrage variable permet de régler et de tendre convenablement les câbles.

On remarquera le garde-fou en bois, composé de lisses horizontales et de courbes qui se croisent comme des croix de Saint-André ; il n'est pas à imiter, car il entraîne une grande sujétion au détriment de la solidité elle-même.

La multiplicité des câbles du pont de Bry est favorable à l'opération du levage, mais il nous semble qu'il eût été préférable de réunir en deux câbles seulement les cinq dont on s'est servi ; on donne ainsi moins de prise à l'oxydation et à la détérioration. La même remarque s'applique aux cordes pendantes: mieux vaut les composer d'un seul faisceau que de les faire doubles.

Quant à la disposition des supports oscillants, elle est favorable à la conservation des câbles qui ne sont point exposés à se déplacer par frottement sur les appuis ou rouleaux qui les supportent d'ordinaire. Une oscillation assez faible autour de la verticale correspond à un déplacement notable de l'élément supérieur du câble parabolique.

Pont de Saint-Christophe. — Le pont suspendu de Saint-Christophe sur le Scorff, près Lorient, a été établi par MM. les ingénieurs Leclerc et Noyon, qui en ont donné la description et les calculs dans un mémoire inséré aux *Annales des ponts et chaussées de* 1850, mémoire auquel sont empruntées les figures 1 de la pl. XL, et 4 à 7 de la planche XXXIX.

La parabole des câbles a $181^m,60$ de corde et 14 mètres de flèche; il y a deux câbles par rive, qui sont supportés par des portiques en maçonnerie ayant $10^m,20$ de face, $4^m,00$ d'épaisseur et $16^m,98$ de hauteur entre la base du socle et

le dessus de l'attique. En leur milieu, ils présentent une arcade en plein cintre de 5 mètres de large et de 9 mètres de hauteur sous clef.

Les câbles de suspension s'aplatissent à leur passage sur les portiques où ils sont soutenus par trois rouleaux en fonte mobiles sur des plaques de fonte; ils se prolongent au delà pour former les câbles de retenue qui pénètrent dans le sol et viennent entourer un massif de maçonnerie ou massif d'amarre ayant 20 mètres de long sur 6m,60 de large et une hauteur variant de 5 mètres à 7m,50.

La maçonnerie de ces massifs a été l'objet de soins particuliers; on a établi une liaison et un enchevêtrement très-prononcé dans tous les sens, afin d'éviter la formation des surfaces de plus facile rupture; ainsi on a placé de place en place, normalement à la direction des câbles, de longues pierres debout disposées en quinconce.

Les galeries d'amarre de 1m,80 de large et 2m,20 de hauteur sous clef contournent le massif et font corps avec lui; elles permettent de visiter sans peine les câbles d'amarre et d'examiner avec soin dans quel état ils se trouvent. Ces câbles ne touchent point les parois en maçonnerie, et ne se contournent pas brusquement; aux changements de direction, ils s'appuient sur des supports en fonte.

On voit que toutes les précautions sont prises pour la conservation des câbles placés sous le sol; en effet, c'est là que l'oxydation est le plus à craindre.

Cependant, on aurait pu obtenir des changements de direction plus doux encore en terminant le massif d'amarre par un demi-cylindre vertical.

Les rouleaux de friction sur les portiques sont pleins; ils ont un diamètre de 0,34 avec une longueur de 1m,30.

Les câbles sont sans fin; un des câbles suspenseurs devient à chaque extrémité câble de retenue; celui-ci contourne le massif d'amarre pour former sur l'autre rive un câble de retenue qui se prolonge par un câble suspenseur. Ainsi le pont est soutenu par deux câbles sans fin de longueur égale, formant comme deux écheveaux de fil de fer.

Chaque écheveau compte 1,650 brins de fil n° 18, ce qui lui donne un diamètre total de 16 centimètres. Les brins de 100 à 120 mètres de long sont réunis bout à bout par une ligature de 10 centimètres en fil recuit n° 3.

Dans toute leur étendue, sauf sur les portiques où ils s'épanouissent, les câbles sont serrés par des ligatures en fil recuit n° 13, de 0m,28 de longueur, laissant entre elles un intervalle libre égal.

Les tiges de suspension du tablier sont en fer rond de 0m,03 de diamètre; elles sont espacées de 1m,14 d'axe en axe et leurs bouts sont façonnés en anneaux, pour s'engager en haut dans une sellette posée sur les câbles suspenseurs, en bas dans un étrier qui entoure une poutrelle du tablier. La sellette en fer rond de 0,04 a la forme de deux fers à cheval juxtaposés, embrassant chacun la demi-circonférence d'un câble, et maintenant les deux câbles écartés de 0m,12 sur toute leur longueur; chaque sellette est posée immédiatement au-dessus d'une ligature, laquelle s'oppose au glissement; cependant, dans les parties hautes du câble, on a engagé sous la ligature une équerre en fer feuillard, destinée à maintenir les sellettes d'une manière certaine. Les étriers en fer rond de 0m,03 sont filetés à la partie inférieure et portent des écrous qui permettent de régler les poutrelles: la branche horizontale inférieure de l'étrier est un fer plat de 0m,04.

Les poutrelles en sapin ont 0m,22 de largeur, 0m,35 de hauteur au milieu et 0m,30 aux extrémités afin de ménager le bombement du tablier, qui offre à la circulation une chaussée de 4m,80 et deux trottoirs de 0m,75.

Les poutrelles, espacées, comme les tiges de suspension, de $1^m,14$ d'axe en en axe, sont reliées sur chaque rive par deux cours de longrines de $0^m,20$ sur $0^m,30$ qui servent à contreventer le tablier et à lui donner une grande rigidité.

Les garde-corps en croix de Saint-André, dont les branches sont assemblées à mi-bois, concourent au même effet et jouent presque le rôle de poutres de rive.

Les câbles du pont de Saint-Christophe ont été fabriqués sur place; on a constitué un à un les différents tours de chaque écheveau en ayant soin de donner au premier fil exactement la flèche de la chaînette que devait décrire le câble isolé, c'est-à-dire ne portant pas le tablier. Chaque fil était tendu au même degré au moyen d'un treuil et d'une mordache. Pour cette opération, on établit une passerelle provisoire dont le tablier en planches était supporté par trois petits câbles composés chacun avec quarante fils de fer n° 18.

La fabrication des câbles sur place, a l'avantage de permettre de donner à tous les fils une tension sensiblement égale; on évite les difficultés de levage que présentent de gros câbles très-lourds, dont le transport est délicat, car, presque toujours, une fois détendus, ils se tordent en spires hélicoïdales et ne se redressent qu'avec peine: il reste alors des inflexions qui ne disparaissent jamais complétement et les frottements de toute nature sont nuisibles à la solidité du faisceau. Au pont de Fribourg, il a fallu pour éviter ces inflexions, faire subir aux câbles une sorte d'emballage en les serrant et les ficelant dans des lattes en bois.

Chaque câble doit être confectionné rapidement, de telle sorte qu'il ne se produise pas entre le commencement et la fin de la fabrication des variations notables de température, susceptibles de placer les divers fils dans des conditions de tension très-différentes.

La fabrication et la pose d'un kilogramme de câble est revenue à environ 4 centimes au pont de Saint-Christophe; il faudrait aujourd'hui doubler et même tripler ce prix.

Chaque botte de fil de fer, arrivant sur le chantier était essayée à la romaine, et l'on reconnut que la résistance moyenne à la rupture était de 76 kilogrammes par millimètre carré.

Avant la mise en œuvre, les fils étaient plongés pendant dix minutes dans un bain bouillant d'huile de lin, rendue siccative par l'addition de litharge en poudre (10 grammes environ par litre) et colorée avec un peu de noir de fumée.

La résistance à la rupture des fers employés pour les tiges de suspension, les sellettes et les étriers, était de 36 kilogrammes seulement au millimètre carré.

Tous les bois du tablier ont été enduits d'abord d'une couche d'huile de lin bouillante, puis recouverts d'un épais galipot de goudron et brai appliqué à chaud.

Il a été donné au tablier une flèche de $1^m,14$ pour $179^m,60$ de longueur; cette flèche est trop prononcée, car elle donne près des culées une pente longitudinale beaucoup trop forte pour le tablier.

Le diamètre D d'un câble formé de *n* fils de diamètre (*d*) est donné par la formule:

$$D = d\sqrt{\frac{4n-1}{3}}$$

Mais il faut augmenter ce résultat théorique de $\frac{1}{10}$, car les fils ne sont pas absolument jointifs et laissent toujours un certain vide entre eux.

Lors des épreuves à 200 kilogrammes par mètre carré de tablier, le milieu du plancher s'abaissa de $0^m,30$ et ne se releva que de $0^m,20$ lorsque la su-

charge fut enlevée; aucune rupture, aucune détérioration ne se manifesta; les rouleaux de friction sur les portiques, après s'être avancés de 3 centimètres du côté de la rivière, par l'effet de la surcharge, reprirent après l'épreuve leur position définitive à quelques millimètres près.

Pont entre Tain et Tournon. — La figure 2 de la planche XL donne l'élévation du pont construit par M. Seguin, entre Tain et Tournon sur le Rhône.

Il comprend deux travées de 89 mètres d'ouverture et de 8 mètres de flèche, reposant sur deux culées et une pile intermédiaire de 3 mètres de large. Les culées de même largeur que les piles forment têtes de pont et en même temps servent de puits d'amarre aux câbles qui se retournent presque verticalement après avoir passé sur les rouleaux de friction; cette disposition ne paraît pas favorable à la stabilité, et il faut se garder de l'imiter.

Le tablier n'a que $4^m,20$ entre garde-corps, mais on a ménagé au milieu sur la pile une largeur de $6^m,20$ pour permettre le croisement.

Sur chaque rive du tablier, on voit six cables en fils de fer n° 18 présentant une section totale d'environ 10,000 millimètres carrés. Les tiges de retenue faisant suite aux câbles de suspension sont en fer forgé avec une section totale de 36,000 millimètres carrés.

Les cordes de suspension, placées tous les mètres, sont en fil de fer et présentent une section de 300 millimètres carrés.

Des garde-corps, obtenus avec des pièces de chêne de fort équarrissage, ont une grande rigidité et leur présence contribue pour beaucoup à atténuer les oscillations dues au passage des véhicules.

Sous une charge d'épreuve d'environ 200 kilogrammes par mètre carré, dont un huitième agissait avec une force vive, aucune détérioration ne s'est manifestée soit dans les maçonneries, soit dans les câbles.

Pour mettre un câble en place, on le ficelait sur un câble en chanvre de longueur double; la moitié libre du câble en chanvre était d'abord mise en place; puis, en exerçant une traction sur cette moitié, on mettait en place l'autre partie à laquelle était lié le câble définitif. Un ouvrier suspendu à un petit échafaud volant, mobile le long du câble, allait ensuite détacher le câble en chanvre du câble en fil de fer.

Pont de la Maison-Rouge, sur la Seine. — Le pont établi sur la Seine à la Maison-Rouge (Eure), était composé d'une grande travée de 180 mètres d'ouverture et de deux petites travées de $10^m,50$, placées au-dessus des chemins de halage.

Entre la grande et les petites travées se trouvaient deux piles en maçonnerie, formées chacune d'un corps carré ou socle sur lequel s'élevaient deux obélisques supportant les câbles.

Aux extrémités opposées des deux petites travées étaient construites des culées en maçonnerie et, à quelque distance en arrière se trouvaient les massifs de retenue dans l'intérieur desquels les câbles suspenseurs sont amarrés.

Le corps des piles, dont la hauteur était de $5^m,40$ au-dessus du grillage de fondation, se terminait en haut par un rectangle de $9^m,40$ sur $3^m,30$; sur ce rectangle s'élevait à chaque bout un obélisque en pierres de taille dont le fût de $16^m,60$ de hauteur se terminait par une section carrée de $1^m,90$ de côté; ce fût était couronné par une corniche de $1^m,17$ de hauteur, supportant deux dés carrés de $0^m,55$ de hauteur chacun et de $1^m,90$ de côté, embrassés par des ceintures horizontales en fer forgé.

Le dé supérieur était entaillé à $0^m,03$ de profondeur pour recevoir une plaque en fonte de $0^m,07$ d'épaisseur, de 1 mètre de long et $0^m,80$ de large, sur laquelle est posé le rouleau en fonte qui supporte les câbles : ce rouleau avait $0^m,55$ de diamètre, $0^m,06$ d'épaisseur et $0^m,60$ de longueur ; il est fortifié par des rayons de $0^m,05$ d'épaisseur.

A $40^m,40$ de distance des dés des obélisques se trouvaient les massifs de retenue, au nombre de deux sur chaque rive; ils étaient construits en maçonnerie de moellons sur $12^m,50$ de longueur parallèle à l'axe du pont et $1^m,30$ de largeur au sommet ; dans la partie inférieure la largeur était d'environ $3^m,50$. Dans l'intérieur de chacun de ces massifs on avait ménagé pour les câbles d'amarre des passages inclinés de $0^m,20$ de hauteur sur $0^m,80$ de largeur dont l'extrémité aboutissait à un puits vertical de $5^m,60$ de hauteur, ménagé dans le massif de même hauteur.

La partie supérieure de ce puits, sur $3^m,30$ de hauteur depuis la surface de la levée offrait un vide de $0^m,65$ de largeur sur 1 mètre de longueur ; la partie inférieure de $1^m,80$ de hauteur allait en s'élargissant. La paroi inclinée, contre laquelle s'appuyaient les ancres de retenue par l'intermédiaire d'une plaque en fonte, était formée d'une seule pierre de taille de $1^m,80$ de hauteur sur $2^m,80$ de largeur et $0^m,60$ d'épaisseur ; cette pierre s'appuyait sur une assise de deux pierres semblables, et cette assise reposait sur une seconde assise égale ; dans ces deux assises, les joints des pierres étaient placés à angle droit ; ces diverses pierres étaient refouillées de manière à former le passage incliné ou lumière pour les câbles.

La suspension de la grande travée se composait de six câbles paraboliques et de 242 cordes pendantes repliées sur elles-mêmes, de manière à se doubler et reposant sur les câbles par la boucle supérieure, tandis que la boucle inférieure soutenait la poutrelle au moyen d'un boulon recourbé en forme de crochet à son extrémité.

Les câbles paraboliques sont placés trois sur la tête d'amont et trois sur la tête d'aval du pont. Ils sont juxtaposés parallèlement dans toute leur étendue et affectent par conséquent la même flèche qui est de $17^m,30$ environ.

La suspension des deux petites travées a lieu au moyen de 16 cordes pendantes pour chacun, agrafées comme celles de la grande travée, du haut aux câbles, et du bas au crochet d'un boulon traversant l'about des poutrelles.

A partir des dernières cordes pendantes les câbles descendent suivant une inclinaison de $2^m,20$ de base par 1 mètre de hauteur environ, traversent le massif de retenue et s'amarrent à des ancres en fonte, chargées de tout le poids des maçonneries.

Chaque câble parabolique se compose de 600 brins de fil de fer du n° 19 ; la section de ces fils n° 19 est de $8^{mm},32$: le diamètre des câbles est de $0^m,08$ à $0^m,09$ au droit des ligatures ; leur longueur totale est de $302^m,57$ entre les ancres d'amarre des deux rives ; les ligatures ont $0^m,12$ de longueur et sont distantes moyennement de $0^m,16$ entre elles,

Chaque câble doit peser environ 9000 kilogrammes avec ses ligatures.

Les cordes pendantes d'une tête de pont sont accrochées successivement à chacun des trois câbles paraboliques par une boucle et à l'extrémité des poutrelles par une boucle et un boulon ; elles sont ainsi comprises parmi les génératrices rectilignes de trois surfaces gauches, dont les deux directrices seraient le câble parabolique, compris dans un plan vertical et la courbe formée par les

crochets des boulons supportant les poutrelles comprises aussi dans un plan parallèle, les génératrices étant d'ailleurs assujetties à rester constamment parallèles à un plan vertical, qui serait perpendiculaire aux plans des deux courbes directrices.

Vers le milieu du pont, les cordes pendantes qui rattachent les boulons des poutrelles aux câbles, sont supprimées, et les boulons s'accrochent aux câbles sans intermédiaires.

Chaque corde pendante se compose de 24 à 30 brins de fil de fer nos 18 et 19 et a $0^m,025$ environ de diamètre sur les ligatures; celles-ci ont $0^m,035$ de longueur et sont distantes entre elles de $0^m,25$.

Les 121 doubles cordes pendantes de la grande travée et les 16 doubles cordes des deux petites, soutiennent deux à deux les poutrelles ou pièces de ponts des tabliers, distantes de $1^m,50$ de milieu en milieu.

Toutes ces poutrelles ont $7^m,10$ de longueur, $0^m,20$ de largeur et $0^m,30$ de hauteur au milieu, réduite à $0^m,25$ aux extrémités qui sont traversées par les boulons à crochet dont nous avons déjà parlé.

Sur ces poutrelles sont placés deux cours de longrines, distantes de $5^m,90$; elles ont $0^m,25$ sur $0^m,25$ d'équarrissage et ne sont pas entaillées.

Entre les longrines se trouve un double plancher de $0^m,14$ d'épaisseur totale, porté par les poutrelles : le premier est composé de madriers longitudinaux de $0^m,08$ d'épaisseur, distants de $0^m,01$ à $0^m,02$; le second, de $0^m,06$ d'épaisseur est formé de madriers.

Sur les longrines du tablier s'élève le garde-fou du pont suspendu, composé d'une lisse inférieure, d'une lisse supérieure, de croix de Saint-André, de potelets et de boulons verticaux qui les traversent, ainsi que les lisses et les poutrelles. Les deux lisses ont $0^m,16$ de largeur; la lisse inférieure a $0^m.06$ et la lisse supérieure $0^m,16$ de hauteur ; les croix de Saint-André ont $0^m,10$ sur $0^m,10$ d'équarrissage et sont entaillées à mi-bois à l'endroit où elles se croisent. Les abouts de ces croix sont assemblés avec les poteaux et les lisses dans lesquelles elles sont embrevées, les potelets servent ici à maintenir l'écartement des lisses supérieures et inférieures, lorsque les abouts des croix de Saint-André viennent à s'user : sans cette précaution les lisses supérieures pourraient alors devenir sinueuses.

La flèche de l'arc que décrit le tablier de la grande travée est de 1 mètre moyennement en son milieu : avant l'épreuve, elle avait été trouvée égale à $1^m,06$, pendant l'épreuve à $0^m,92$ et après à $1^m,015$.

Pour maintenir le tablier, augmenter sa résistance à l'action des vents qui ont parfois une grande violence à la Maison-Rouge, on a tendu horizontalement, d'une pile à l'autre, deux câbles en fil de fer appuyés sur la face supérieure des poutrelles entre la longrine et les boulons à crochet et amarrés dans les massifs de maçonnerie des piles : chacun de ces câbles est composé de 100 à 120 brins de fils de fer.

Les poutrelles du plancher et les gardes-corps sont en sapin, goudronné avec de la glu marine : le premier tablier est en chêne, le second en bois blanc.

Les fils de fer ont été assemblés en câbles sur un métier formé de deux poteaux amarrés solidement en terre à distance égale à $302^m,57$, longueur voulue et de chevalets intermédiaires pour soutenir les fils de 10 mètres en 10 mètres : sur les poteaux étaient fixées les deux croupières à gorge des extrémités du câble et l'on traînait de l'un à l'autre une bobine sur laquelle passait le fil qui se dé-

vidait à mesure sur un tambour; à chaque extrémité du câble, avant de loger le fil dans la croupière, on le tendait fortement au moyen d'un levier d'abatage; une mâchoire à vis le saisissait et le maintenait tendu, puis on le passait dans la croupière et l'on continuait le dévidage ainsi.

Ce pont contruit en 1840, existait encore en 1869 et paraissait en bon état de conservation, lorsqu'il fut détruit pour les besoins de la défense.

Pont de Cubzac. — Le superbe pont de Saint-André-de-Cubzac, sur la Dordogne, représenté en perspective par la figure 3 de la planche XL, a longtemps excité l'admiration générale. Il se compose de cinq travées de 97^{m},50 d'ouverture chacune, prolongées au delà de chaque culée par un viaduc en maçonnerie.

Le niveau du plancher est à 22^{m},75 au-dessus du niveau des plus hautes eaux et la largeur du tablier est de 6^{m},90. Les navires qui remontent la Dordogne peuvent, même à haute mer, passer sans encombre sous le pont de Cubzac.

Les piles sont en maçonnerie sur 13 mètres de hauteur à partir de l'étiage (figure 1, planche XLI); à ce niveau elles se prolongent par deux colonnes coniques de 25^{m},80 de hauteur, ayant 4 mètres de diamètre à la base et 1^{m},80 au sommet. Chaque colonne est formée de vingt assises en fonte à jour, solidement boulonnées les unes aux autres et assemblées par des colets horizontaux à surface bien rabotée : l'assemblage de deux assises consécutives se fait par quarante boulons de 35 millimètres de diamètre.

La section horizontale minima d'une des colonnes en fonte est de 18,000 millimètres carrés pour une charge de 120,000 kilogrammes se décomposant comme il suit :

Demi-poids des chaînes et planches.	45,000	kilogrammes.
Demi-charge d'épreuve sur une travée.	75,000	—
Total égal. . .	120,000	—

La fonte n'est donc soumise qu'à une compression de 0^{kg},66 par millimètre carré : c'est un effort insignifiant. Mais, on a voulu se mettre en garde contre l'influence des chocs et contre la violence des vents qui pouvaient déterminer dans les piles des efforts obliques assez considérables.

Un peu au-dessous du tablier, les deux colonnes d'une même pile sont entretoisées par un arc en fonte : le tablier lui-même fortifie cet entretoisement.

Le chapiteau des colonnes est surmonté de pièces A A de 2^{m},30 de hauteur qui reçoivent les câbles et qui à leur base, reposent par une surface cylindique sur la face supérieure du chapiteau des colonnes. Ces pièces A jouent le rôle des fléaux oscillants du pont de Bry-sur-Marne.

Supposez une travée complétement chargée et l'autre vide, les fléaux A s'inclineront du côté de la travée chargée, en entraînant les câbles de la travée vide; ces câbles et le tablier qu'ils soutiennent vont donc se déformer et la déformation pourrait prendre des proportions dangereuses, si l'on n'avait soin de la limiter au moyen de contre-câbles ou haubans. Au pont de Cubzac, les contre-câbles, nettement indiqués sur la vue perspective, partent pour chaque pile du sommet A de la colonne en fonte et vont s'attacher sur les deux piles voisines au niveau du tablier.

Lorsqu'une différence de tension vient à se produire entre les câbles de deux

travées voisines, les haubans de la travée la moins chargée se roidissent et s'opposent à la déformation de cette travée. On calcule la section de ces haubans en vue de la différence maxima de tension qui peut se produire d'une travée à l'autre.

Nécessité des haubans. — L'emploi des haubans est presque toujours nécessaire dans les ponts suspendus à plusieurs travées; car, il peut arriver que toute une travée soit chargée sans que sa voisine le soit. Alors, les câbles de la travée chargée fléchissent et entraînent du côté de cette travée les rouleaux mobiles qui les supportent au sommet des piles; ces rouleaux entraînent avec eux les câbles des travées non-chargées et les déforment d'une manière qui peut devenir dangereuse. Il est donc indispensable de placer un contre-câble ou hauban attaché aux rouleaux ou au système mobile; ce hauban, en se roidissant, résistera à la différence de poussée, il empêchera la travée chargée de fléchir outre mesure et la travée vide de se relever outre mesure. La force de ce hauban doit être telle qu'il puisse résister à la plus grande différence de traction susceptible de se produire entre deux travées voisines, quantité facile à calculer puisqu'il suffit de considérer une des travées comme complétement couverte par la surcharge et l'autre comme complétement vide. Nous reviendrons plus loin sur ce point.

Dans quelques ponts suspendus les câbles ne reposent point sur des rouleaux mobiles, mais sur des plaques de fonte cintrées soigneusement, boulonnées au sommet des piles en maçonnerie. Lorsque deux travées voisines sont inégalement chargées, la différence de tension n'est pas suffisante pour vaincre le frottement qui s'oppose au glissement des câbles sur leur plaque de friction, et la pile se trouve soumise à deux forces obliques inégales, elle fait fonction de culée et tend à se renverser du côté de la plus grande surcharge. Il faut voir alors si la maçonnerie n'est pas soumise en quelques points à des pressions exagérées : on connaît le poids vertical agissant dans l'axe de la pile, on connaît, en outre, par différence, la poussée horizontale agissant au sommet de la pile, il est donc facile de reconstruire la courbe des pressions à l'intérieur de la pile et de voir en quel point cette courbe s'approche le plus de l'arête extérieure; c'est là le point faible. On calculera, comme nous l'avons indiqué pour les culées et murs de soutènement, la pression maxima sur l'arête, et l'on verra si cette pression n'est pas trop forte eu égard à la nature de la maçonnerie.

Mais nous ne pensons pas qu'on ait jamais à se préoccuper de cette question, car on recourra toujours pour supporter les câbles, soit à des rouleaux, soit à des supports oscillants et on n'aura pas de poussée horizontale à craindre, car, si elle prenait une valeur notable, elle serait bientôt supérieure au frottement de roulement et entraînerait les supports de manière à rétablir l'équilibre entre les câbles des deux travées voisines ou plutôt entre les câbles de la travée la plus lourde et les haubans de la travée la moins lourde. Il n'est pas admissible que l'équilibre doive s'établir entre deux travées inégalement chargées par la déformation de leurs câbles et de leur tablier; ce sont les haubans qui sont chargés de maintenir l'équilibre quelle que soit la répartition de la surcharge.

Passerelles suspendues. — Lorsqu'il s'agit de construire un pont de faible largeur et de longueur notable, 25 mètres par exemple, il sera souvent économique de recourir au système des ponts suspendus.

Aussi le rencontre-t-on assez fréquemment pour la traversée des tranchées ou des canaux par des chemins de peu d'importance.

M. Graeff dans son livre sur l'exécution du canal de la Marne au Rhin, s'exprime ainsi au sujet des ponts suspendus :

« Pour les passerelles, c'est-à-dire pour les ponts étroits où la suspension n'offre pas de grands inconvénients au point de vue de la solidité, aucun système ne peut réaliser avec celui des ponts suspendus. »

Ainsi, un pont suspendu de 22 mètres d'ouverture et de 4 mètres de largeur de tablier a coûté 19,300 francs, un autre de même largeur et de 15 mètres d'ouverture seulement a coûté 15,500 francs, tandis que des ponts américains en bois de mêmes dimensions coûtaient presque le même prix, et exigeaient des frais d'entretien beaucoup plus élevés en même temps que la durée des ouvrages était fort limitée. Des ponts à poutres en tôle de mêmes dimensions coûtaient un peu plus cher que les ponts suspendus, et la différence se fût accentuée s'il s'était agi d'ouvertures plus considérables.

La figure 6 de la planche XLI représente en élévation un pont suspendu de $22^m,90$ d'ouverture et de 4 mètres de largeur de tablier construit sur le canal de la Marne au Rhin pour le passage d'un chemin vicinal.

La parabole du câble a $24^m,20$ d'ouverture $1^m,78$ de flèche et les dimensions des massifs de retenue sont indiquées sur l'épure.

La figure 7 de la planche XLI représente en coupe suivant l'arc d'un câble une passerelle suspendue de $1^m,50$ de largeur et de 34 mètres de portée construite par M. Morandière à Joué près de Tours, sur la ligne de Paris à Bordeaux. On a dû placer sous le tablier un second câble amarré à des tirants horizontaux traversant tout le massif des culées; ce câble a pour objet de donner de la fixité au tablier auquel des vents violents pouvaient transmettre des oscillations dangereuses. Des garde-corps en croix de Saint-André concourent beaucoup à la rigidité de l'ensemble.

Nous avons donné ces deux exemples de petits ponts suspendus, parce que nous les croyons susceptibles d'être mis en usage sur des voies peu fréquentées, parcourues par une circulation légère, et de servir pour l'établissement des passerelles à piétons.

Pont suspendu projeté sur la gare Saint-Jean à Bordeaux. — M. l'ingénieur Paul Regnauld avait projeté sur la gare Saint-Jean à Bordeaux un pont suspendu qui n'a pas été exécuté, mais qu'il a décrit dans son Traité des viaducs métalliques. Ce projet étudié avec soin réalise plusieurs perfectionnements et, à ce titre, il convient d'en donner ici une analyse sommaire.

Ce pont comprend une travée centrale de 55 mètres et deux travées latérales de 40 mètres d'ouverture (figure 5, planche XLI). Les culées de 20 mètres de long sont en maçonnerie et forment massifs d'amarre ; les deux piles ou plutôt les deux palées sont métalliques; elles sont composées de deux colonnes en fer et tôle, dont la section horizontale est celle d'une croix, renforcée sur les bords par des rails Brunel : au sommet de chaque colonne est un chapiteau en fonte surmonté des chapes d'assemblage sur lesquelles viennent s'attacher les câbles et les haubans; à la base, la colonne est enchâssée dans un sabot en fonte terminé par un couteau ou axe d'oscillation horizontale. Les colonnes constituent donc deux supports oscillants d'environ 12 mètres de hauteur, entre lesquels passe le tablier. L'écartement des câbles étant de $8^m,90$ au sommet des colonnes, la largeur du tablier n'est que de 8 mètres, de sorte que les tiges de suspension ne sont pas verticales mais disposées suivant une surface gauche : cette disposition est favorable à la stabilité.

Il ne faut pas oublier de dire que les deux colonnes d'une même palée sont réunies et entretoisées par deux poutrelles en tôle placées, l'une sous le tablier et l'autre au sommet des colonnes.

Le tablier, qui comprend une chaussée de 6 mètres et deux trottoirs d'un mètre, le tout en bois, se compose de pièces de ponts ou poutrelles en tôle de $8^m,20$ de longueur totale, formées d'une âme pleine et de quatre cornières. Ces poutrelles ont $0^m,60$ de hauteur au milieu et $0^m,45$ seulement sur les bords de la chaussée, qui ainsi présente un bombement de $0^m,15$ pour une largeur de 6 mètres; à leurs extrémités elles sont soutenues par les boucles des tiges de suspension; leur espacement d'axe en axe est de $1^m,375$.

Il y a deux câbles de suspension par rive, et pour que les câbles qui aboutissent de chaque côté d'une pile lui transmettent le même effort, il a fallu, comme le montre l'élévation, placer le sommet de la parabole de rive à $27^m,50$ de la pile, c'est-à-dire à $12^m,50$ seulement de la culée; cette disposition a un grand avantage : la hauteur du câble au-dessus du tablier est peu considérable à l'aplomb de la culée, ce qui réalise une économie dans les supports, et permet de ne pas éloigner les massifs d'amarre de la culée, tout en conservant aux câbles de retenue une inclinaison convenable sur l'horizon.

Le poids propre du pont étant de 1,550 kilogrammes au mètre courant, si l'on admet en outre une surcharge de 300 kilogrammes par mètre carré, on trouve que la tension maxima au sommet des câbles est de 251,155 kilogrammes pour l'ensemble : chaque câble, avec un diamètre théorique de 76 millimètres et un diamètre apparent de 90 millimètres, a une section de 4,534 millimètres carrés. Donc, les quatres câbles réunis, en travaillant à 15 kilogrammes par millimètre carré, pourraient résister à une traction de 272,049 kilogrammes, supérieure à la tension maxima dont nous avons donné plus haut la valeur.

Les câbles sont formés de 609 fils de fer disposés en écheveau autour de croupières et ligaturés sur environ moitié de leur longueur : ils ne sont pas continus sur toute la longueur du pont et ne s'étendent que sur une travée. Au sommet des piles, les croupières terminales sont amarrées à de forts goujons de $0^m,15$ de diamètre, portés sur les chappes dont nous avons parlé; au-dessus des culées, les croupières sont encore amarrées à des goujons placés au sommet d'un secteur en fonte mobile sur sa base (fig. 3 et 4, pl. XLI). D'un côté du secteur on voit les câbles de suspension, de l'autre les câbles de retenue.

Le fractionnement des câbles a plusieurs avantages : il facilite la construction et la pose, et il supprime le frottement sur les supports toujours si préjudiciable. Enfin, chaque câble peut être remplacé indépendamment du voisin, et cette observation a une grande importance pour les câbles de retenue, plus sujets que les autres au dépérissement.

Les tiges de suspension, composées de 83 fils de fer n° 17, sont formées d'un écheveau, enroulé sur deux croupières, les deux branches de l'écheveau étant réunies et ligaturées entre les deux croupières : la croupière supérieure repose sur une sellette placée sur les câbles et la croupière inférieure est prise par un goujon entre les deux cornières des têtes des poutrelles. A 15 kilogrammes par millimètre carré, chaque tige de suspension peut être chargée de 7,350 kilogrammes.

Les câbles d'amarre partant d'une rive, s'appliquent d'abord sur la face latérale de la culée, traversent le massif par une voûte indiquée sur l'élévation,

remontent le long de l'autre face de la culée pour résister à la traction des câbles de l'autre rive.

Il n'y a donc ni assemblage, ni ancre, exposés à s'oxyder; tous les câbles d'amarre sont à l'air, faciles à visiter et à entretenir.

Le massif de maçonnerie a été calculé en vue de résister à la traction maxima que les câbles d'amarre sont susceptibles d'exercer; à cet effet, on décompose la traction en deux forces, l'une horizontale, l'autre verticale et on cherche l'effet de chacune d'elles.

Les haubans, indiqués sur l'élévation, sont calculés en vue de résister à la différence de traction qui se produit entre une travée chargée et une travée vide; il y a dans chaque travée quatre haubans tendus, ayant chacun une section de 2,826 millimètres carrés, obtenue au moyen de 393 fils de fer n° 18.

Nous le répétons, tous les détails de ce projet sont parfaitement étudiés et seraient à imiter dans des cas analogues.

EXPÉRIENCES SUR LES CABLES EN FIL DE FER ET SUR LES CHAINES EN FER FORGÉ. COMPARAISON DES DEUX SYSTÈMES.

A l'origine des ponts suspendus, ce n'est pas aux câbles en fil de fer que l'on eut recours, mais bien aux chaînes formées de tiges en fer forgé. Pour décider lequel des deux systèmes est le meilleur, il est bon de rapporter ici les opinions et expériences de divers ingénieurs.

En 1834, M. Emile Martin, directeur des forges de Fourchambault, chercha à prouver que l'emploi des barres de fer dans les ponts suspendus est plus avantageux que celui des câbles en fil de fer, sous le triple rapport de la solidité, de la durée et de l'économie.

1° *Solidité.* — Les tiges de fer doux sont susceptibles de s'allonger d'une quantité considérable avant de se rompre; elles ont une résistance uniforme, ne se rompent pas sous le choc, ne perdent guère leur élasticité que sous une tension de 18 kilogrammes et se brisent sous un effort de 35 kilogrammes par millimètre carré. La résistance du fil de fer à la rupture atteint, il est vrai, 75 à 80 kilogrammes, mais il est beaucoup de fils qui ont une résistance moindre et la moyenne est inférieure aux nombres précédents : dans un câble, dès que la tension aura atteint celle qui convient à la résistance du fil le moins fort, celui-ci se brisera et tous les autres successivement; remarquez, en outre, que les fils ont une grande longueur et présentent certainement des parties faibles, c'est la résistance de ces parties faibles qu'il faut seule considérer. Il y a donc, dit M. Émile Martin, une grande incertitude sur la résistance des câbles en fil de fer, incertitude que ne comporte pas l'emploi du fer forgé.

2° *Durée.* — La durée des tiges en fer forgé est évidemment bien supérieure à celle des câbles de même diamètre, car l'oxydation a beaucoup moins de prise sur elles.

3° *Économie.* — Établissant plusieurs devis de ponts suspendus, M. Émile Martin fait voir que le fer forgé conduit à une dépense moindre que celle à laquelle on arrive avec les câbles en fil de fer.

Ses conclusions ne sont pas admises aujourd'hui : la fabrication des fils de fer

est assez perfectionnée pour donner un produit homogène et très-résistant, on a des moyens de confectionner des câbles aussi parfaits que possible, et on obtient une résistance moyenne double de celle du fer forgé; il y a donc avantage, malgré le prix plus élevé d'un même poids de métal, à se servir de fil de fer.

En 1835, M. l'ingénieur en chef Leblanc examine la question du choix à faire entre le fer forgé et le fil de fer, et il arrive à des conclusions tout opposées à celles de M. Émile Martin :

Sous le rapport de l'économie, l'avantage est tout entier au fil de fer ainsi que nous venons de le dire plus haut, et cet avantage s'accroît encore avec les grandes portées, car alors il faut compter un poids parasite considérable pour les assemblages des tiges de fer composant les câbles principaux et les tiges verticales : on trouve alors que le poids d'un pont suspendu en fer forgé est plus que double de celui d'un pont en fil de fer, et comme le prix du fil est au plus une fois et demie celui du fer forgé, il y a économie manifeste.

Sous le rapport de la conservation il est évident que des fils de fer isolés s'oxyderont bien plus vite qu'une barre de fer; mais, dans les cables, les fils ne sont pas isolés, ils sont comme noyés dans un vernis et doivent subir une altération bien moins rapide que s'ils étaient libres. Des câbles ne présentaient aucune trace sensible d'oxydation après huit ou dix ans d'existence, et les fils intérieurs notamment étaient restés intacts.

Dans les expériences qu'il a faites lors de la construction du pont de la Roche-Bernard, M. Leblanc est arrivé à plusieurs conclusions intéressantes.

Les fils de fer, en bouts de 150 mètres, avaient un diamètre variant de $0^m,003$ à $0^m,0035$, c'est-à-dire qu'ils étaient compris entre les numéros 18 et 19; leur calibrage était loin d'être parfait; leur résistance à la rupture était d'environ 76 kilogrammes par millimètre carré. En apportant un obstacle quelconque à l'allongement d'un fil, on le rend plus cassant; ainsi les ruptures avaient presque toujours lieu près des ligatures. Les fils du calibre ci-dessus ne se redressaient bien que sous une tension de 300 kilogrammes; alors on voyait disparaître toutes les inflexions sauf celles qui étaient très-courtes et qui résultaient d'un pli effectué sous un angle faible. Les fils courbés se cassent plus facilement dans la courbure et perdent toujours un peu de leur force; il faut donc emmagasiner les fils sur des barillets du plus grand diamètre possible. Un fil peut supporter, pendant un temps très-court, une tension voisine de celle qui le fait rompre, sans rien perdre de sa force primitive : et même, un câble peut supporter pendant trois mois au moins une tension égale aux neuf-dixièmes de celle qui peut le faire rompre, sans rien perdre de sa force primitive. (Dans ce cas, l'élasticité doit être profondément altérée et le métal ne serait guère capable de résister à des chocs; ausi ne faudrait-il pas arguer de l'expérience précédente pour augmenter la charge des ponts suspendus.) — Toujours d'après M. Leblanc, il y a avantage à multiplier les ligatures et à les faire serrées; il vaut mieux même les faire continues; les différentes méthodes qu'on peut employer pour fabriquer les câbles ne font gagner que peu de chose sur la quantité de force que perdent les fils lorsqu'ils sont réunis en câbles; cependant, il y a avantage à régler la tension de chaque fil au moyen d'un poids.

En 1840, MM. Flachat et Petiet, après avoir construit une passerelle suspendue avec câbles en rubans de fer laminé, appliquèrent le même système à la suspension du pont de Suresnes. Ils trouvaient à l'emploi des rubans en fer laminé les avantages suivants :

1° Le fer se trouve sous des dimensions réduites et sa résistance moyenne est par conséquent plus élevée.

2° On l'emploie tel qu'il sort du laminoir, à un état où il est facile de reconnaître ses défauts ; on ne l'expose à aucun réchauffage, soudure ou manutention, travaux qui altèrent toujours le fer. Il n'y a pas besoin de recourir à des épreuves préliminaires pour reconnaitre la valeur de chaque ruban, ainsi qu'on est obligé de le faire avec des barres de fer forgé.

Il n'est pas douteux, suivant nous, que les rubans en fer laminé ne présentent une supériorité réelle sur les chaînes en fer forgé, mais ils nous paraissent bien inférieurs aux câbles en fils de fer au point de vue de la résistance, de la facilité de fabrication, de confection et de pose, et ne présentent point de plus sérieuses garanties de durée.

En somme ce système n'a pas survécu aux premiers essais.

CAUSES DE LA CHUTE DE PLUSIEURS PONTS SUSPENDUS.

En 1851, M. l'ingénieur Dehargne exécuta des expériences comparatives sur le fil de fer ordinaire et le fil de fer galvanisé, c'est-à-dire passé dans un bain de zinc après un décapage méthodique; il reconnut que la galvanisation ne faisait perdre au fer aucune partie de sa résistance et avait l'immense avantage de le placer dans de bien meilleures conditions de conservation.

Ce fait est aujourd'hui universellement reconnu ; cependant, nous ne croyons pas que le fil galvanisé ait été employé dans les ponts suspendus. Si on avait à en construire de nouveaux, on ferait bien d'étudier la question.

Il y a peu d'expériences sur l'altération de résistance que les fils de fer subissent, avec le temps; citons cependant celles que M. l'ingénieur Auriol a exécutées sur les fils de fer du pont suspendu de Tournon sur le Rhône, le plus ancien des ponts en fil de fer (1824). M. Auriol est arrivé aux conclusions suivantes ;

1° Les fils de fer subissent, dans leur résistance à la rupture, une perte moyenne d'environ 4 kilogrammes en 25 ans, soit 16 kilogrammes par millimètre carré en 100 ans ;

2° Les fils, qui sont les plus exposés aux influences oxydantes, perdent jusqu'à 12 kilogrammes en 25 ans, soit trois fois la moyenne;

3° On ne peut compter pour la durée des câbles de suspension un laps de temps supérieur à un siècle; si on voulait les garder plus longtemps, il faudrait se ménager les moyens de les soulager dans l'avenir par des câbles supplémentaires.

4° Les portions de câbles, placées dans des lieux humides, non aérés, susceptibles d'être envahis par les eaux, doivent être remplacées au moins tous les 35 ou 40 ans, et même tous les 25 ans s'ils se trouvent dans une position exceptionnelle.

5° La zone pelliculaire d'un fil de fer, laquelle a été soumise à une compression et à une trempe spéciales, a une grande influence sur la résistance du fil : quand elle a disparu par l'oxydation, le fil a beaucoup perdu de sa force. L'influence de cette pellicule est d'autant plus grande que le diamètre du fil est plus petit.

6° Quand il n'y a pas de cause déterminante d'oxydation, les fils de la périphérie d'un câble se conservent aussi bien que ceux de l'intérieur.

7° Après 25 ans d'usage, les fils de fer conservent une assez grande élasticité et la matière possède beaucoup de cohésion et de ductilité.

En résumé, la supériorité des fils de fer pour la composition des câbles de suspension est aujourd'hui universellement admise, et le fer forgé est réservé à la confection des poutres armées et des poutres composées de divers systèmes que l'on rencontre surtout en Amérique.

En 1831, le pont suspendu de Broughton, près Manchester, s'écroula au moment du passage d'un détachement de soixante hommes d'artillerie. En entrant sur le pont, ces hommes marchaient au pas par quatre de front; le tablier prit rapidement un mouvement oscillatoire considérable, et comme les vibrations amusaient les soldats, ils se firent un jeu d'en suivre les mouvements et l'un d'eux se mit même à siffler un air pour rendre leur marche plus régulière. Le tablier s'effondra bientôt entraînant avec lui les soldats dont une vingtaine furent grièvement blessés : l'examen des câbles d'amarre montra qu'ils étaient trop faibles et mal disposés, mais la cause déterminante de l'accident était la marche cadencée du détachement.

En 1832, le pont suspendu de Longues, sur l'Allier, de 100 mètres d'ouverture, avec câbles en tiges de fer forgé, s'écroula pendant les épreuves, alors que la surcharge n'avait atteint que la moitié de sa valeur définitive; quelques ouvriers tombèrent avec le tablier, mais aucun ne périt. Quatre chaînes de câbles de retenue s'étaient brisés : sur les quatre sections de rupture, une seule offrait une crevasse déjà ancienne, assez étendue, où le vernis avait même déjà pénétré, et en outre une tache noire indiquant un fer impur. Les trois autres décelaient un fer cristallin non homogène. Ces défauts ne sont pas à craindre avec du fil de fer, car on n'arriverait pas à fabriquer celui-ci sous une forme convenable avec un métal très-défectueux : c'est un argument de plus pour proscrire les câbles en tiges de fer. L'accident nous apprend en outre qu'il convient d'amener la charge d'épreuve sur le pont au moyen de wagonnets tirés par des treuils, sans permettre à des ouvriers de séjourner sur le tablier.

La plus terrible chute de pont suspendu fut celle du pont de la Basse-Chaîne, à Angers :

En 1838, à la dernière épreuve, un tiers du plancher tomba : cette chute fut occasionnée par l'ouverture des boucles de tiges de suspension dont les ligatures étaient incomplètes, mais cet accident ne permettait de rien conclure contre la solidité future du pont.

En 1839, eut lieu l'épreuve entière qui réussit bien. Le pont de la Basse-Chaine, de 7^{m},20 de largeur, avait 102 mètres d'ouverture, et ne présentait qu'un câble sur chaque rive, lequel passait sur un fléau oscillant en fonte, qui transmettait la tension aux câbles de retenue; ceux-ci, traversant le massif de retenue, étaient fixés par des clavettes s'appuyant sur une plaque de fonte.

Le 16 avril 1850, par un vent violent qui agitait le tablier, un bataillon s'engagea sur le pont, divisé en demi-sections à distance ; ordre avait été donné de rompre le pas, mais cet ordre est toujours difficile à exécuter, car on suit machinalement les oscillations du tablier; le pont étant complétement couvert de soldats, le câble de retenue d'amont se brisa dans les conduits d'amarre, le tablier se renversa et le câble d'aval céda à son tour un instant après; 487 personnes tombèrent dans le fleuve et 226 perdirent la vie. Les causes déterminantes de l'accident étaient : 1° la violence de l'ouragan; 2° le passage d'un

grand nombre de soldats dont la marche devait involontairement devenir cadencée par l'effet des oscillations du plancher; mais il faut ajouter que bon nombre des fils des câbles d'amarre étaient oxydés; bien que les conduits aient été remplis avec de la chaux en pâte, cette chaux se contracte et par l'effet des vibrations se sépare du câble, qui se trouve alors dans de plus mauvaises conditions que s'il était libre au milieu du conduit. Aussi, les câbles d'amarre du pont d'Angers étaient en plusieurs points profondément oxydés, et l'expérience montra que les fils avaient perdu un grand tiers de leur force dans un espace de treize ans.

A la suite de l'accident d'Angers, M. l'ingénieur Carvallo rechercha, par le calcul, l'influence des vibrations concordantes sur la stabilité des ponts suspendus, et voici ses conclusions :

Quelle que soit la section qu'on donne aux chaînes, on ne peut pas construire de ponts suspendus qui résistent à l'effort produit par un régiment marchant à un pas dont la vitesse diffère peu de celle du pas accéléré.

Le nombre des impulsions concordantes nécessaires pour produire la rupture est toujours réel et assez petit pour tous les ponts déjà construits; il est inférieur à la racine carrée de la demi-longueur des chaînes exprimée en mètres.

Il résulte de là qu'il n'y a pas d'utilité à modifier les conditions actuelles de stabilité des ponts suspendus, mais qu'il faut interdire d'une manière absolue et sous des peines très-sévères le passage des troupes sur ces ponts autrement que par petites sections, qui doivent s'engager sur le pont, à mesure que celles qui les précèdent immédiatement en sortent à l'autre extrémité.

En 1852, le tablier du pont de la Roche-Bernard, sur la Vilaine (190 mètres d'ouverture), violemment tourmenté par une tempête, s'est brisé en plusieurs morceaux; personne, heureusement, ne se trouvait sur le pont à ce moment, et le conducteur de la diligence n'avait pu le franchir quelques-instants auparavant qu'en mettant au galop ses chevaux affolés par les oscillations. Tous les éléments du pont étaient en parfait état; l'accident avait donc été produit par une cause extérieure, qui n'est autre que la violence du vent soufflant en rafales et exerçant sur le tablier des pressions considérables et discontinues, susceptibles d'engendrer des vibrations verticales concordantes comme le ferait la marche cadencée d'un régiment; il faut ajouter que le système de suspension du pont de la Roche-Bernard, présentait une grande mobilité, de sorte que le tablier obéissait à la moindre impulsion. Pour lui donner de la stabilité, on pouvait le relier à des haubans prenant leur point d'appui sur les rives du fleuve; mais ce système ne s'accordait pas avec les exigences de la navigation, et on eut recours à un contre-câble de 7^{m},60 de flèche, concave vers le bas, placé sous le tablier et relié aux poutrelles de celui-ci par des tiges rigides; ce système revient à transformer le tablier en une sorte de poutre armée et l'on conçoit sans peine qu'il augmente considérablement la rigidité.

Pour se mettre à l'abri de nouveaux accidents, on ajouta aux câbles de suspension deux câbles supplémentaires, et on construisit de nouvelles galeries d'amarre, à l'abri de l'humidité et des eaux d'infiltration, bien aérées, d'un accès commode et de dimensions convenables, de sorte qu'on peut en tout temps visiter et entretenir toutes les parties des câbles.

Les oscillations verticales, qui atteignaient 1 mètre pendant les tempêtes, ne dépassèrent plus 0^{m},20, et le passage au galop d'une diligence à trois chevaux ne produisit plus dans le plancher qu'un mouvement presque insensible.

Le pont suspendu de Mirabel, sur l'Eygues, près Montélimart (Drôme), com-

prenant une travée de 60 mètres d'ouverture, avait été construit en 1841, et, comme il inspirait des craintes, on le soumit à de nouvelles épreuves le 1er octobre 1861. La surcharge s'obtenait au moyen de gravier amené sur le tablier par un wagon à bascule qu'on manœuvrait de la rive au moyen de treuils et de cordages; le chargement était presque complet lorsque le pilastre en rive gauche se renversa vers la rivière et le tablier s'abattit en entier. L'accident tenait à la rupture des câbles d'amarre qui se trouvaient en plusieurs points dans un état d'oxydation fort avancé : à l'origine, ils avaient été noyés dans la chaux en pâte, puis, on avait enlevé cette chaux après l'accident d'Angers, et on avait élargi les conduits, sauf sur une certaine longueur que l'on ne put jamais visiter; les câbles touchaient la maçonnerie en beaucoup de points. Ils conservaient donc l'humidité et ne pouvaient être ni visités, ni repeints.

PONTS SUSPENDUS AUX ÉTATS-UNIS D'AMÉRIQUE.

Comme nous l'avons dit, les ponts suspendus ont repris faveur aux État-Unis d'Amérique, et y ont subi d'importantes modifications. M. Malézieux en a décrit plusieurs dans son rapport de mission.

Le pont d'aval du Niagara présente deux tabliers placés à 7 mètres au-dessus l'un de l'autre : celui d'en haut porte une voie ferrée et celui d'en bas sert à la circulation ordinaire; sur chaque rive du pont il y a deux câbles, reliés l'un au tablier supérieur, l'autre au tablier inférieur; les deux tabliers sont reliés par deux grandes fermes ou poutres de rive, de sorte que le pont tient à la fois du pont à poutres droites et du pont suspendu. L'ouverture est de 250 mètres en une seule travée avec une flèche d'environ $\frac{1}{10}$. C'est le seul pont suspendu sur lequel passent les locomotives, encore leur vitesse est-elle réduite à huit kilomètres à l'heure. La figure 8 de la planche XLI, donne la section transversale de cet ouvrage.

Le pont de Cincinnati, sur l'Ohio, a 322 mètres d'ouverture ; il présente une double voie charretière et deux passages à piétons ; il a coûté près de 9 millions de francs, et son entretien est dipendieux.

Le pont des chutes du Niagara, de 386 mètres d'ouverture avec une largeur de tablier de 3m,05, ne sert qu'à la circulation des touristes et des voitures légères; il n'a coûté que 600,000 francs. Le tablier est compris entre deux poutres longitudinales, du système Howe, de 1m,50 de hauteur, formant garde-corps; il est soutenu par deux câbles de suspension, espacés de 3m,66 d'axe en axe au milieu du pont, et de 12m,81 sur les supports en charpente qui les soutiennent; ces supports ont la forme de pyramides tronquées. Les tiges de suspension ne sont pas verticales et dessinent une surface gauche très-accusée. Du sommet des supports partent des haubans qui viennent soutenir directement le tablier jusque vers le tiers de sa longueur à partir de chaque culée, et, par en dessous, le tablier est maintenu au moyen de haubans inclinés de part et d'autre et ancrés dans les rochers qui encaissent le fleuve; les accidents analogues à celui qui a enlevé le tablier du pont de la Roche-Bernard ne sont donc pas à craindre.

On construit sur la rivière de l'Est, entre New-York et Brooklyn, un pont suspendu à trois travées, dont la travée centrale a 493 mètres d'ouverture; la largeur du tablier est de 26 mètres, et il se trouvera divisé en cinq zones par

six poutres longitudinales de 2m,70 et 3m,80 de hauteur; les haubans supérieurs serons mis en œuvre comme aux chutes du Niagara.

Les Américains n'emploient que le fil de fer pour confectionner les câbles, les haubans et les tiges de suspension; ils s'attachent à avoir des fils d'une seule longueur, car c'est toujours aux soudures où épissures que la rupture se produit; les fils sont tordus et non parallèles, la fabrication n'est guère plus difficile et on obtient plus de résistance, mais on a soin de faire le noyau central en fer doux et la périphérie en fer dur; le brin central reçoit le premier l'effort, il s'allonge plus facilement et les tensions finissent par s'égaliser entre tous les fils.

M. Malézieux signale le système d'attache des câbles de M. Roebling, système qui paraît avoir produit d'excellents résultats; et dont la figure 9, planche XLI, empruntée au mémoire de M. Malézieux, donne une idée.

Le câble est engagé dans une plaque de fonte percée d'un trou conique; le diamètre d'entrée est sensiblement égal au diamètre du câble et l'autre est le double. On étale les fils à l'intérieur du cône et entre eux on chasse des clous en fer de longueur décroissante; ces clous sont huilés ainsi que les fils; le remplissage achevé, on retourne sur la tête des clous les bouts de fils qui dépassent, on coule du plomb pour remplir les vides et on mate soigneusement. Il paraît que cet assemblage ne bouge pas sous les efforts les plus énergiques: la pièce de fonte est traversée par une croupière à branches filetées dont les écrous permettent un réglage facile de la tension des câbles.

Les supports en maçonnerie et en charpente reçoivent les câbles par l'intermédiaire de chariots de dilatation, analogues à ceux que nous employons pour les poutres droites, et, de la sorte, le frottement de roulement est seul mis en jeu.

Les ponts suspendus américains diffèrent donc des nôtres par l'addition de nouveaux organes qui sont, dit M. Malézieux :

1° Des poutres longitudinales placées non seulement sur les rives, où elles font office de garde-corps, mais dans l'intervalle qui les sépare.

2° Des tirants inclinés ou haubans, partant des tours qui supportent les câbles de suspension et venant s'attacher au tablier jusqu'à une certaine distance des tours.

3° Des amarres extérieures et diversement inclinées qui relient les rives du tablier avec les berges d'amont et d'aval.

M. Malézieux ajoute en conclusions :

« Suivant M. Roebling on pourrait sans danger porter à 900 mètres l'ouverture des ponts suspendus. Avec l'addition des poutres longitudinales, des haubans, des amarres extérieures et avec l'inclinaison donnée au plan des câbles, le pont suspendu n'apparaît plus comme une sorte de balançoire. Quand depuis 15 ans celui qui plane à 75 mètres au-dessus du goufre du Niagara résiste à des ouragans que l'on dit terribles, il faut cesser de croire que la violence des coups de vent puisse être un obstacle, en France, à l'établissement d'ouvrages analogues.

Ces organes additionnels compliquent évidemment le système et peuvent, en augmentant la dépense, amoindrir, dans certains cas, sa valeur relative. Mais ce n'est pas une raison pour oublier qu'au delà de 150 mètres d'ouverture ce système est encore à peu près sans rival, et la question même de l'augmentation de dépense mérite d'être examinée mûrement.

Nous sommes conséquemment d'avis qu'il y a lieu de réagir contre le

discrédit dans lequel l'opinion publique a relégué chez nous les ponts suspendus. »

MODÈLE DE CAHIER DES CHARGES POUR LES PONTS SUSPENDUS.

L'administration supérieure a rédigé, en 1870, un nouveau modèle de cahier des charges pour les ponts suspendus, et notre étude des ponts suspendus doit naturellement se terminer par la reproduction de ce document :

MONSIEUR LE PRÉFET,

Les conditions générales prescrites jusqu'à ce jour par l'administration des ponts et chaussées tant pour la rédaction des projets de ponts suspendus que pour les épreuves auxquelles ces ponts doivent être soumis avant d'être livrés au public, ont paru exiger diverses modifications. D'ailleurs ces conditions ne se trouvaient plus en harmonie avec les dispositions qui ont été adoptées récemment pour les ponts métalliques (*Circulaire du* 15 *juin* 1869).

En conséquence, j'ai chargé une commission spéciale de rechercher les modifications ou additions dont l'expérience a démontré l'utilité.

Après une étude approfondie de la question, la commission a préparé un nouveau modèle de cahier des charges pour les ponts suspendus à voitures, un modèle de cahier des charges pour les ponts suspendus ne servant qu'aux piétons (passerelles), et un type d'arrêté de police à placarder aux abords des ponts suspendus à voitures, régis par le nouveau cahier des charges.

Le conseil général des ponts et chaussées a été d'avis, et j'ai reconnu avec lui, Monsieur le Préfet, par décision du 4 de ce mois, qu'il y a lieu d'approuver ces deux modèles de cahier des charges et les clauses de l'arrêté de police précités.

Vous trouverez ci-joint un exemplaire de ces trois documents.

Ainsi que vous le remarquerez, les nouvelles dispositions adoptées concernent particulièrement le système de suspension, les moyens d'en opérer la visite, la pression des supports, l'établissement des tabliers et les épreuves à faire subir au point avant de le livrer à la circulation.

Veuillez m'accuser réception de la présente circulaire, dont j'adresse ampliation à MM. les ingénieurs.

Recevez, Monsieur le Préfet, l'assurance de ma considération la plus distinguée.

Le Ministre des Travaux publics,

M[is] DE TALHOUET.

MODÈLE DE CAHIER DES CHARGES

POUR LES CONCESSIONS DE PONTS SUSPENDUS A VOITURES.

1. *Conditions spéciales relatives à l'emplacement, aux dimensions générales, au délai d'exécution.* — L'adjudicataire s'engage à exécuter à ses frais, risques et périls, et à terminer dans le délai de   à dater de l'homologation de son adjudication, ou plus tôt si faire se peut, tous les travaux nécessaires à la construction du pont suspendu sur. . . . . . (emplacement, alignement, abords compris dans la concession, dimensions générales, largeurs, hauteurs. . . . . .).

2. *Conditions générales des ouvrages.* — L'adjudicataire s'engage à n'employer que des matériaux de bonne qualité, et à se conformer à toutes les règles d'une construction solide.

3. *Bois des fondations.* — Il lui est spécialement interdit de placer des bois dans le corps ou sous la base des massifs de maçonnerie, si ce n'est au-dessous du niveau de l'étiage, et de façon que ces bois, qu'il ne serait pas possible de visiter, ne soient pas exposés aux alternatives du sec et de l'humide.

4. *Tension des fers.* — Les dimensions transversales des chaînes ou des câbles de suspension seront calculées de manière qu'au moment de l'épreuve par poids mort dont il sera fait mention dans l'article 15 ci-après, la tension n'excède pas, pour les fers en barre, le tiers, et pour les fils de fer, le quart de celle qui produirait la rupture. Dans ce calcul, le bois du tablier, quelle que soit son essence, sera compté comme pesant 900 kilogrammes par mètre cube.

Les dimensions transversales des tiges de suspension seront calculées de manière qu'au moment de l'épreuve par poids roulant, mentionnée au même article 15, et d'après les bases de répartition admises à l'article 7, la tension n'excède pas, pour les fers en barre et pour les fils de fer, le tiers de celle qui est autorisée par le paragraphe précédent pour les chaînes et pour les câbles.

En aucun cas, on ne pourra employer à la confection du système de suspension des fers présentant une résistance absolue inférieure à 33 kilogrammes par millimètre carré pour le fer en barre, et à 66 kilogrammes pour le fil de fer.

5. *Suspension et moyens ménagés pour la visite.* — La différence de niveau entre le point le plus bas de l'arc de suspension et le point correspondant verticalement à l'extrémité du tablier ne devra pas être supérieure au cinquième de la distance horizontale entre ces deux points.

Il ne sera fait usage ni de supports mobiles appelés fléaux ni de haubans.

Le système de retenue et d'amarre sera en tout cas établi en barres de fer.

Dans les suspensions par câbles en dehors des retenues, on adoptera pour les parties qui reposent directement sur les supports, des dispositions spéciales qui rendent possible le remplacement de ces parties sans qu'il soit nécessaire de remanier le reste des câbles.

Il ne sera pas employé plus de 250 à 300 brins de fil de fer pour la confection d'un seul câble.

Les organes de liaison, tels que goujons d'amarre, sellettes, étriers, semelles, boulons, clavettes, etc., seront en fer forgé, à l'exclusion de la fonte.

Le système de suspension, y compris ses amarres, sera disposé de façon que

toutes ses parties puissent être visitées en tout temps, sans qu'aucune démolition soit nécessaire à cet effet.

6. *Maximum de pression des supports.* — Les maçonneries et les parties métalliques des supports seront disposées et calculées de manière que pendant les épreuves elles ne subissent en aucun point une pression supérieure, pour la maçonnerie, au dixième de celle qui produirait l'écrasement ; pour les fontes, à 5 kilogrammes par millimètre carré, et, pour les fers, à 6 kilogrammes.

7. *Dispositions relatives aux tabliers.* — Les extrémités des tabliers seront solidement attachées aux maçonneries.

Les poutrelles en bois des tabliers seront reliées par deux cours de moises longitudinales serrées contre les poutrelles par des étriers.

Dans les ponts à deux voies on placera, en outre, au milieu du tablier et en dessous, une longrine maintenue aussi par des étriers. Ces prescriptions sont indépendantes de la liaison qu'on chercherait à obtenir par le mode de composition des garde-corps.

Les dimensions transversales des poutrelles seront calculées de manière que, au moment de l'épreuve par poids roulant mentionnée à l'article 15, la tension ou la compression n'excède pas le dixième de la charge de rupture.

Pour effectuer ce calcul, on supposera le stationnement d'une ou de deux voitures, suivant que le pont sera à une ou à deux voies, ces voitures étant à deux roues, et pesant sur chaque roue 5,500 kilogrammes ; on admettra qu'au lieu même d'application de chacune des roues, le tiers de la totalité de la charge qui pèse sur elles est porté par une poutrelle, et on considèrera cette poutrelle comme reposant sur deux appuis supportés par les tiges de suspension.

S'il est fait usage de poutrelles métalliques, elles seront reliées entre elles par des moyens analogues à ceux indiqués plus haut pour les poutrelles en bois. Les dimensions en seront calculéees d'après les mêmes principes et de manière que par millimètre carré de section la tension ne dépasse pas, pour la fonte, 1 kilogramme, et pour le fer, 6 kilogrammes, et la pression 5 kilogrammes pour la fonte et 6 pour le fer.

8. *Projet exigé de l'adjudicataire.* — Avant de commencer les travaux, et dans le délai de trois mois, à dater du jour où la décison qui aura homologué l'adjudication lui aura été notifiée, l'adjudicataire sera tenu de présenter au ministre de   par l'intermédiaire du préfet, le projet du pont et de ses dépendances, tel qu'il se propose de l'exécuter.

9. Les dessins de ce projet comprendront, outre le plan et l'élévation d'ensemble, tous les détails nécessaires pour faire connaître complétement le système des fondations, les dispositions et dimensions des maçonneries et de la charpente du tablier, les diverses parties du système de suspension et d'amarre des chaînes ou des câbles, enfin les moyens ménagés pour la visite de toutes les parties du pont.

Ces dessins seront accompagnés d'un mémoire descriptif et explicatif, contenant les calculs relatifs à la stabilité des diverses parties du pont, afin de faire voir que le projet satisfait aux stipulations des articles ci-dessus.

Toutes ces pièces devront être produites en double expédition.

Le projet sera soumis à l'examen du conseil des ponts et chaussées ; cet examen aura pour but de reconnaître : premièrement, si le projet satisfait aux conditions ci-dessus énoncées ; secondement, s'il ne présente pas, dans ses formes extérieures, quelques dispositions contraires au bon goût, et dont, par e motif, il ne serait pas possible de tolérer l'exécution.

Une décision du ministre de autorisera ensuite, s'il y a lieu, l'exécution du projet, en prescrivant à l'adjudicataire d'y faire préalablement les modifications qui auraient été jugées nécessaires.

11. Cette décision sera notifiée à l'adjudicataire pour qu'il s'y conforme; on en déposera une copie dans les archives de la préfecture.

Les deux expéditions du projet, visées par le ministre, avec mention de la décision dont il vient d'être parlé, seront, l'une remise à l'adjudicataire, et l'autre déposée à la préfecture pour y être consultée au besoin.

12. Dans le cours des travaux, l'adjudicataire aura la faculté de proposer les changements que l'expérience lui suggérera; mais il ne pourra les opérer que sous l'autorisation préalable de l'administration supérieure.

13. *Vérification préalable de la résistance des fers.* — Avant la confection des chaînes ou câbles, des expériences seront faites par les ingénieurs, aux frais de l'adjudicataire, en sa présence et avec son concours ou avec celui de son fondé de pouvoirs, pour constater la résistance absolue des fers à employer. Les sections des chaînes ou câbles seront définitivement fixées en conséquence des résultats de ces expériences et de manière à satisfaire aux prescriptions de l'article 4 ci-dessus.

14. *Procès-verbal des expériences.* — Le procès-verbal de ces expériences et de leurs conséquences sera dressé en deux expéditions, dont l'une restera aux mains de l'adjudicataire, et l'autre sera déposée, comme annexe du projet, aux archives de la préfecture.

15. *Épreuves. Réception des travaux et autorisation de percevoir les droits de péage.* — Lorsque les travaux seront achevés, et avant que le public soit mis en jouissance du passage, le pont sera soumis à une première épreuve, par poids mort, dans laquelle il aura à supporter, indépendamment de son propre poids, une charge de 200 kilogrammes par mètre superficiel de plancher, trottoirs compris. Cette charge restera pendant vingt-quatre heures sur le pont.

On procédera ensuite à une seconde épreuve, par poids roulant, en faisant circuler sur le pont une ou deux voitures, suivant que le pont sera à une ou deux voies et pesant chacune, avec le chargement 11,000 kilogrammes. Si le pont est à deux voies les voitures marcheront en sens contraire. Un certain nombre de poutrelles, désignées par l'ingénieur en chef des ponts et chaussées, seront soumises pendant une heure au moins à la charge directe de la voiture ou des voitures, selon les cas, servant aux épreuves.

L'ingénieur en chef des ponts et chaussées dressera procès-verbal de l'opération et de toutes les circonstances qui auront pu se manifester dans les diverses parties de la construction. Ce procès-verbal, sur lequel le concessionnaire sera invité à faire ses observations, sera adressé, avec un rapport de l'ingénieur en chef, au préfet, qui, dans le cas où ni les fers, ni les bois, ni les maçonneries ne paraîtraient avoir éprouvé aucune altération préjudiciable à la solidité, autorisera provisoirement l'ouverture du pont et la perception des droits de péage.

16. Si l'adjudicataire le demande, le pont pourra n'être soumis d'abord qu'à une demi-épreuve de 100 kilogrammes par mètre superficiel de plancher, et l'épreuve entière de poids mort pourra être retardée de plusieurs mois et même d'une année; mais dans l'intervalle de la demi-épreuve à l'épreuve entière, l'adjudicataire sera tenu de se conformer à tous les règlements de police qui seront arrêtés par l'administration dans l'intérêt de la sûreté publique.

Le public ne pourra être mis en jouissance du passage tant que l'épreuve par poids roulant n'aura pas été faite.

17. Si le pont se compose de plusieurs travées, chaque travée sera soumise séparément aux épreuves prescrites par l'article 15, sauf, pour l'épreuve par poids mort, à substituer la demi-épreuve à l'épreuve entière dans le cas prévu à l'article 16.

Toute circulation sur le pont est expressément interdite, même pour les ouvriers employés aux travaux, pendant la durée de l'épreuve ou demi-épreuve par poids mort. En conséquence, le concessionnaire devra amener et distribuer la charge sur le tablier en faisant usage soit de gravier ou de tout autre matière chargée sur des chariots à bascule mis en mouvement par des hommes ou des chevaux placés aux extrémités et en dehors du pont, soit de tout autre procédé que le concessionnaire jugera convenable d'employer, pourvu qu'il n'exige pas la présence des hommes sur le pont.

Pour l'épreuve par poids roulant, qui sera toujours consécutive de l'épreuve de poids mort, le personnel et les chevaux nécessaires pourront circuler sur le pont.

19. La réception du pont et l'autorisation de percevoir les droits de péage ne seront définitives que lorsqu'elles auront été homologuées par le ministre, qui pourra préalablement ordonner le renouvellement de l'épreuve, s'il juge la première insuffisante.

20. *Entretien.* — Le pont, ses abords et tous les ouvrages quels qu'ils soient qui auront été exécutés par l'adjudicataire seront constamment entretenus en bon état dans toutes leurs parties.

L'entretien du pont consistera notamment à peindre les bois au moins une fois tous les trois ans, et les fers tous les ans, et même plus souvent s'il est nécessaire, pour prévenir toute apparence d'oxydation; à renouveler les bois et les fers lorsque la commodité ou la sûreté du passage pourra l'exiger, à remplacer les chaînes ou câbles de suspension ou de retenue qui seraient rompus ou gravement altérés; à maintenir en bon état le système des fondations; à changer, au fur et à mesure des besoins, les pierres qui se dégraderaient dans les parements extérieurs des culées, des piles ou des murs d'accompagnement; à faire les ragréments et rejointoiements nécessaires pour refermer les joints que les pluies ou les intempéries auraient ouverts, de manière que toutes les parties apparentes des maçonneries offrent constamment une surface unie et régulière.

Les portions de routes aux abords du pont seront tenues sèches, nettes, unies, sans danger en temps de glace, fermes en toute saison.

La chaussée d'empierrement devra toujours avoir une épaisseur de 20 à 25 centimètres.

Les frais de toute nature relatifs à l'entretien, ainsi que ceux de construction première, et même, le cas échéant, de reconstruction, demeureront à la charge de l'adjudicataire.

21. *Visites annuelles. Épreuves périodiques et accidentelles.* — Tous les ans il sera fait, par l'ingénieur de l'arrondissement, une visite détaillée du pont et de toutes ses parties, à l'effet de constater leur état d'entretien. L'ingénieur en chef transmettra le procès-verbal de cette visite au préfet, avec son avis.

Tous les cinq ans, l'épreuve du pont, par poids roulant, prescrite par l'article 15 du présent cahier des charges, sera renouvelée aux frais du concessionnaire.

Indépendamment de la visite annuelle et de l'épreuve périodique, d'autres visites et des épreuves de l'une et l'autre sorte pourront avoir lieu sur l'ordre

du préfet, si un événement imprévu ou une circonstance quelconque faisait naître des doutes sur la solidité et la sûreté du passage.

22. *Acquisitions de terrains ou bâtiments.* — Si, pour l'établissement du pont et de ses abords, il est nécessaire d'acquérir des terrains ou bâtiments, et si l'adjudicataire ne s'accorde pas avec les propriétaires sur le prix de ces acquisitions, il sera substitué aux droits et obligations que le gouvernement tient de la loi du 3 mai 1841, sur l'expropriation pour cause d'utilité publique.

23. Les indemnités pour occupation temporaire ou détérioration de propriétés, pour chômage d'usines, pour rétablissement de communications interceptées, enfin pour tout dommage quelconque résultant des travaux, sont à la charge de l'adjudicataire.

24. Il sera passible de même des dommages-intérêts qui seraient alloués, pour cause d'éviction, au fermier du bac, s'il en existait un avant l'établissement du pont dans le même emplacement ou dans le voisinage. L'adjudicataire pourra transporter avec ses bateaux ses ouvriers et ses matériaux sur les points de la rivière où les travaux doivent s'exécuter, sans être tenu, pour cette cause, à aucun dédommagement envers le fermier du bac ; mais il lui est interdit, sous les peines de droit, de passer des personnes étrangères à la construction et de transporter des matériaux qui n'y seraient pas destinés.

25. *Maintien de la navigation et du flottage.* — Toutes les mesures à prendre et tous les frais à faire pour que le service de la navigation et du flottage ne soit pas interrompu ou ne soit entravé que le moins possible, pendant la durée des travaux de construction et de réparation, seront entièrement à la charge de l'adjudicataire.

26. *Passage provisoire.* — Dans le cas où la circulation sur le pont serait interrompue pour cause de travaux de réparation et d'entretien ou de reconstruction, l'adjudicataire sera tenu d'établir, à ses frais et sans délai, un passage provisoire à l'aide d'un bac ou de bateaux en nombre suffisant. Un arrêté du préfet, motivé soit sur la courte durée de l'interruption, soit sur le peu d'éloignement d'un autre pont, pourra seul dispenser le concessionnaire de cette obligation. Les droits à percevoir sur ce passage provisoire ne pourront jamais être autres que ceux qui sont fixés par le tarif du péage concédé.

27. *Contrôle et surveillance de l'administration.* — L'adjudicataire sera soumis au contrôle et à la surveillance de l'administration, pour l'accomplissement de toutes les clauses énoncées dans le présent cahier des charges. Il sera d'ailleurs libre d'exécuter les travaux par des moyens et des agents de son choix, pourvu qu'il n'en résulte aucune dérogation aux clauses du marché.

28. L'adjudicataire sera tenu d'élire dans le département un domicile auquel toutes les significations lui seront faites pour les actes qui se rattacheront à son entreprise. A défaut d'élection de ce domicile, toute notification ou signification à lui adressée sera valable lorqu'elle sera faite au secrétariat général de la préfecture d

29. *Frais de surveillance, d'épreuves, etc.* — Les frais de visite, de surveillance, de réception des travaux et d'épreuve seront à la charge de l'adjudicataire. Ces frais seront réglés par le ministre, sur la proposition du préfet, et le concessionnaire sera tenu d'en verser le montant dans la caisse du receveur général, pour être distribué à qui de droit.

30. *Concession et subvention.*— Pour indemniser l'adjudicataire des dépenses qu'il s'engage à faire par les articles précédents, et sous la condition expresse qu'il en remplira toutes les obligations, le gouvernement lui concède, pour le

temps qui sera déterminé par l'adjudication à intervenir, le produit d'un péage dont le tarif est annexé au présent cahier des charges, et dont la perception sera autorisée en la forme réglée par les articles 15 et 19 ci-dessus.

31. L'adjudicataire recevra en outre, à titre de subvention (fixer les termes du payement).

32. L'adjudication aura lieu au profit de celui des concurrents qui fera le plus fort rabais sur la durée du péage[1].

Cette durée sera comptée pour le concessionnaire à dater du jour où le pont aura été livré au public, même à la suite d'une demi-épreuve et avec les restrictions que l'administration aura jugé à propos d'imposer.

Les frais de régie, de perception, d'administration et d'éclairage du pont seront à la charge de l'adjudicataire.

33. A l'expiration de la concession, le pont, ses abords et tous les ouvrages quels qu'ils soient qui auront été construits par le concessionnaire seront remis à l'administration en bon état d'entretien dans toutes leurs parties. Les terrains achetés des deniers du concessionnaire pour l'établissement des abords ne pourront donner lieu à aucune répétition de sa part.

34. *Entière responsabilité de l'adjudicataire.* — Dans aucun cas l'adjudicataire ne pourra se prévaloir, pour réclamer une indemnité quelconque, soit des modifications que son projet aurait subies en vertu de l'article 10, soit de l'élévation de la dépense, soit des restrictions qui pourraient avoir été mises à l'usage du pont dans l'intérêt de la sûreté publique.

Il doit aussi être entendu que, nonobstant la surveillance exercée sur les travaux par l'administration, le concessionnaire reste responsable de tous les défauts de solidité, et que tous les frais d'entretien, ainsi que les dommages-intérêts qui pourraient être dus à des tiers, en cas d'accident, seront à sa charge.

35. *Cautionnement.* — Pour être admis à soumissionner, les concurrents devront, au préalable, avoir versé, soit à Paris, dans la caisse des dépôts et consignations, soit dans le département où l'adjudication aura lieu, entre les mains du receveur général des finances, une somme de en numéraire ou en inscriptions de rentes calculées au pair de création, conformément aux dispositions des lois et règlements sur la matière.

Si le dépôt en inscriptions de rentes est fait à Paris, dans la caisse des dépôts et consignations, les soumissionnaires devront déclarer par écrit, sur les livres de cette caisse, qu'ils affectent le dépôt à la garantie de leur soumission, et qu'à cet effet, et pour le cas où ils resteraient titulaires de l'adjudication, ils donnent à la caisse tout pouvoir de vendre *les rentes déposées*, d'en réaliser et signer le *transfert*, et d'en appliquer le montant conformément au présent cahier des charges, articles 37 à 42 ci-après.

Si le même dépôt est effectué dans la caisse du receveur général du département, les soumissionnaires devront signer un acte sur papier timbré, fait double entre eux et le receveur général, et par lequel ils affecteront le dépôt à la garantie de leur soumission, donnant au receveur général, pour les rentes départementales, et à l'agent judiciaire du Trésor pour les rentes directes, tout pouvoir de vendre, réaliser et transférer, ainsi qu'il vient d'être dit pour ce qui concerne la caisse des dépôts et consignations.

[1] Si dans certains cas l'administration juge à propos de faire porter le rabais, non sur la durée du péage, mais sur le montant de la subvention, l'article 32 sera modifié dans ce sens.

Ce dépôt, qui deviendra, pour le soumissionnaire déclaré adjudicataire, le cautionnement de l'entreprise, ne lui sera rendu qu'après la réception définitive des travaux, homologuée dans la forme stipulée à l'article 19.

36. *Homologation de la concession.* — L'adjudication ne sera valable et définitive qu'après avoir été approuvée par une décision ministérielle.

37. *Cas de déchéance, d'éviction et de saisie.* — Faute par l'adjudicataire d'avoir présenté son projet dans le délai fixé par l'article 8 ci-dessus, il encourra de plein droit la déchéance, sans qu'il soit besoin d'aucune mise en demeure, et perdra son cautionnement, qui sera retenu à titre de dommages-intérêts.

38. La déchéance et la perte du cautionnement seront également encourues si, après avoir fourni un projet dont l'administration n'aura pas autorisé l'exécution, il n'en présente pas un acceptable dans le délai que le ministre d aura fixé.

39. L'adjudicataire encourra les mêmes peines s'il n'a pas commencé les travaux dans le délai que déterminera la décision d'autorisation, et qui ne sera pas de moins de trois mois.

40. Faute par le concessionnaire, après avoir été mis en demeure, d'avoir terminé dans le détai fixé par l'article 1er les travaux qu'il aura commencés, et d'avoir rempli les diverses obligations qu'il contracte, il sera pourvu à la continuation et à l'achèvement de ces travaux au moyen d'une adjudication nouvelle, qui sera ouverte sur une mise à prix des ouvrages déjà construits, des matériaux approvisionnés, des terrains achetés, et qui sera dévolue à celui des nouveaux soumissionnaires qui, pour succéder aux droits et charges du premier adjudicataire, en fournissant un nouveau cautionnement offrira la plus forte somme desdits ouvrages, matériaux et terrains. Les soumissions pourront être inférieures à la mise à prix.

41. La somme offerte par le nouvel adjudicataire sera remise au concessionnaire évincé, mais le cautionnement de celui-ci sera retenu à titre de dommages-intérêts.

42. Si le nouvel adjudicataire s'engage purement et simplement à poursuivre les travaux et à les achever à ses frais, risques et périls, sans mettre d'ailleurs aucun prix à tout ce qui aura été fait avant son entrée dans l'entreprise, le concessionnaire déchu se retirera sans pouvoir exercer aucune prétention quelconque, et, dans ce cas comme dans l'autre, il perdra tout droit sur le cautionnement. Enfin si, au lieu d'offrir une somme d'argent, l'adjudicataire nouveau réclame le concours de l'État dans les dépenses, le cautionnement sera employé à satisfaire à cette demande jusqu'à concurrence du montant qu'elle comprendra, et la portion qui ne recevra pas d'emploi sera retenue, comme dans les suppositions précédentes, au même titre de dommages-intérêts.

43. Les stipulations des articles précédents, relatives à la déchéance de l'adjudicataire, ne lui seraient pas applicables si l'exécution des travaux avait été retardée ou interrompue par des circonstances de force majeure dûment constatées.

44. Faute par le concessionnaire de maintenir le pont en bon état d'entretien ou de remplir les autres obligations qui lui seraient imposées par l'administration en vertu des clauses du présent cahier des charges, il y sera contraint par les voies de droit, l'administration aura d'ailleurs la faculté de mettre le séquestre sur les produits du péage et d'en disposer jusqu'à concurrence des sommes nécessaires à l'exécution des travaux ou au payement des dépenses qu'il y aura lieu de faire pour le compte du concessionnaire.

45. *Jugement des contestations.* — Les contestations qui pourraient s'élever entre l'administration et le concessionnaire, sur l'exécution ou l'interprétation des clauses et conditions du présent cahier des charges, seront jugées administrativement par le conseil de préfecture du département
sauf recours au conseil d'État.

Paris, le 4 mai 1870. Approuvé :

Le ministre des travaux publics,

Marquis de TALHOUET.

TYPE D'ARRÊTÉ DE POLICE

A PLACARDER AUX ABORDS DES PONTS SUSPENDUS RÉGIS PAR LE NOUVEAU CAHIER DES CHARGES.

Le préfet,

Vu la loi du 30 mai 1851, sur la police du roulage et des messageries publiques ;

Vu les articles 2 et 8 du règlement d'administration publique du 10 août 1852, rendu en exécution de cette loi :

Vu le modèle du cahier des charges pour les concessions des ponts suspendus arrêté par M. le ministre des travaux publics le 4 mai 1870 ;

Vu la décision ministérielle en date du

Arrête :

Art. 1er. Les voitures qui circulent sur le pont suspendu de ne peuvent être attelées :

1° Celles servant au transport des marchandises, de plus de cinq chevaux, si elles sont à deux roues ; de plus de huit, si elles sont à quatre roues, sans qu'il puisse y avoir plus de cinq chevaux de file ;

2° Celles servant au transport des personnes, de plus de trois chevaux, si elles sont à deux roues ; de plus de six, si elles sont à quatre roues.

Art. 2. Toute voiture attelée d'un nombre de chevaux égal ou supérieur à cinq ne doit pas s'engager sur le tablier d'une travée quand il y a déjà sur cette travée une voiture d'un attelage égal ou supérieur à ce nombre de chevaux.

Il est interdit de faire passer par convoi, les unes à la file des autres, les voitures attelées de moins de cinq chevaux ; ces voitures devront conserver entre elles une distance au moins égale à la longueur de l'équipage attelage compris, sans que cette distance soit jamais inférieure à 15 mètres ;

(Si le pont est à deux voies, il sera ajouté :)

Ces dernières prescriptions ne s'appliquent qu'aux voitures marchant dans le même sens.

Art. 3. Pendant la traversée du pont, les chevaux seront mis au pas ; les voituriers ou rouliers tiendront les guides ou le cordeau ; les conducteurs et postillons resteront sur leurs siéges.

Défense est faite aux rouliers et autres voituriers de dételer aucun de leurs chevaux pour le passage du pont et de laisser stationner les voitures.

Art. 4. Le nombre de bœufs ou vaches passant à la fois sur le pont ne pourra être supérieur à. . . . . Le passage aura lieu par bandes séparées de. . . . . têtes au plus.

(Le préfet déterminera, sur le rapport de l'ingénieur en chef, le nombre total à admettre et le nombre par bande d'après la longueur et la largeur du tablier de la moindre travée et le poids des bêtes par tête.)

Art. 5. Lors dn passage de la troupe, les chefs de corps devront faire marcher :

L'infanterie sur deux files seulement et à volonté, c'est-à-dire en rompant le pas.

La cavalerie sur une seule ligne et au pas.

Art. 6. Il est défendu de stationner et de fumer sur le pont.

Art. 7. Les contraventions au présent arrêté seront constatées, poursuivies et réprimées conformément aux titre II et III de la loi du 30 mai 1851 et au règlement du 10 août 1852.

Art. 8. Les fonctionnaires et agents dénommés à l'article 15 de la loi du 30 mai sont chargés d'assurer l'exécution de cet arrêté, qui sera publié partout où besoin sera et placardé à l'entrée et à la sortie du pont.

Paris, le 4 mai, 1870. Approuvé :

Le ministre des travaux publics,

Marquis de TALHOUET.

MODÈLE DE CAHIER DES CHARGES

POUR LES CONCESSIONS DE PONTS SUSPENDUS POUR PIÉTONS.

1. *Conditions spéciales relatives à l'emplacement, aux dimensions générales, au délai d'exécution.* — L'adjudicataire s'engage à exécuter, à ses frais, risques et périls, et à terminer dans le délai d à dater de l'homologation de son adjudication, ou plus tôt si faire se peut, tous les travaux nécessaires à la construction d'un pont suspendu sur (emplacement, alignements, abords compris dans la concession, dimensions générales, largeurs, hauteurs...).

2. *Conditions générales des ouvrages.*— L'adjudicataire s'engage à n'employer que des matériaux de bonne qualité, et à se conformer à toutes les règles d'une construction solide.

3. *Bois des fondations.* — Il lui est spécialement interdit de placer des bois dans le corps ou sous la base des massifs de maçonnerie, si ce n'est au-dessous du niveau de l'étiage, et de façon que ces bois, qu'il ne serait pas possible de visiter, ne soient pas exposés aux alternatives du sec et de l'humide.

4. *Tension des fers.*— Les dimensions transversales des chaines ou des câbles de suspension seront calculées de manière qu'au moment de l'épreuve dont il sera fait mention dans l'article 15 ci-après, la tension n'excède pas, pour les fers en barre, le tiers, et pour les fils de fer, le quart de celle qui produirait la

rupture. Dans ce calcul, le bois du tablier, quelle que soit son essence, sera compté comme pesant 900 kilogrammes par mètre cube.

Les dimensions transversales des tiges de suspension seront calculées de manière que, au moment de l'épreuve mentionnée à l'article 15, la tension n'excède pas pour les fers en barre et pour les fils de fer, le tiers de celle qui est autorisée par le paragraphe précédent pour les chaînes et pour les câbles.

En aucun cas, on ne pourra employer à la confection du système de suspension des fers présentant une résistance absolue inférieure à 33 kilogrammes par millimètre carré pour le fer en barre, et à 66 kilogrammes pour le fil de fer.

5. *Suspension et moyens ménagés pour la visite.* — La différence de niveau entre le point le plus bas de l'arc de suspension et le point correspondant verticalement à l'extrémité du tablier ne devra pas être supérieure au cinquième de la distance horizontale entre ces deux points.

Il ne sera fait usage ni de supports mobiles appelés fléaux ni de haubans.

Le système de retenue et d'amarre sera en tous cas établi en barres de fer.

Dans les suspensions par câbles en dehors des retenues, on adoptera, pour les parties qui reposent directement sur les supports, des dispositions spéciales qui rendent possible le remplacement de ces parties sans qu'il soit nécessaire de remanier le reste des câbles.

Il ne sera pas employé plus de 250 à 300 brins de fil de fer pour la confection d'un seul câble.

Les organes de liaison, tels que goujons d'amarres, sellettes, étriers, semelles, boulons, clavettes, etc., seront en fer forgé, à l'exclusion de la fonte.

Le système de suspension, y compris ses amarres, sera disposé de façon que toutes ses parties puissent être visitées en tout temps, sans qu'aucune démolition soit nécessaire à cet effet.

6. *Supports.* — Les maçonneries et les parties métalliques des supports seront disposées et calculées de manière que, pendant les épreuves, elles ne subissent en aucun point une pression supérieure, pour la maçonnerie, au dixième de celle qui produirait l'écrasement, pour les fontes, à 5 kilogrammes, et pour les fers, à 6 kilogrammes par millimètre quarré.

7. *Dispositions relatives aux tabliers.* — Les extrémités des tabliers seront solidement attachées aux maçonneries.

Les poutrelles en bois des tabliers seront moisées et reliées au moyen de deux cours de doubles longrines placées à l'aplomb des garde-corps et serrées ensemble par des étriers.

S'il est fait usage de poutrelles en fer, elles seront reliées ensemble par des moyens analogues.

Les dimensions transversales des bois du tablier ou des poutrelles métalliques seront calculées de manière que, au moment de l'épreuve mentionnée à l'article 15, la tension ou la compression n'excède pas, pour le bois un dixième de la charge de rupture, et pour le fer, 6 kilogrammes par millimètre quarré. Pour la fonte, la tension ne devra pas dépasser 1 kilogramme, et la compression 5 kilogrammes par millimètre quarré.

8. *Projet exigé de l'adjudicataire.* — Avant de commencer les travaux, et dans le délai de trois mois à dater du jour où la décision qui aura homologué l'adjudication lui aura été notifiée, l'adjudicataire sera tenu de présenter au ministre, par l'intermédiaire du préfet, le projet du pont et de ses dépendances, tel qu'il se propose de l'exécuter.

9. Les dessins de ce projet comprendront, outre le plan et l'élévation d'ensemble, tous les détails nécessaires pour faire connaître complétement le système des fondations, les dispositions et dimensions des maçonneries et de la charpente du tablier, les diverses parties du système de suspension et d'amarre des chaînes ou des câbles, enfin les moyens ménagés pour la visite de toutes les parties du pont.

Ces dessins seront accompagnés d'un mémoire descriptif et explicatif contenant les calculs relatifs à la stabilité des diverses parties du pont, afin de faire voir que le projet satisfait aux stipulations des articles ci-dessus.

Toutes ces pièces devront être produites en double expédition.

10. Le projet sera soumis à l'examen du conseil des pont et chaussées; cet examen aura pour but de reconnaître : premièrement, si le projet satisfait aux conditions ci-dessus énoncées; secondement, s'il ne présente pas, dans ses formes extérieures, quelques dispositions contraires au bon goût, et dont, par ce motif, il ne serait pas possible de tolérer l'exécution.

Une décision du ministre autorisera ensuite, s'il y a lieu, l'exécution du projet, en prescrivant à l'adjudicataire d'y faire préalablement les modifications qui auraient été jugées nécessaires.

11. Cette décision sera notifiée à l'adjudicataire, pour qu'il s'y conforme; on en déposera une copie dans les archives de la préfecture. Les deux expéditions du projet, visées par le ministre avec mention de la décision dont il vient d'être parlé, seront, l'une remise à l'adjudicataire, et l'autre déposée à la préfecture pour y être consultées au besoin.

12 Dans le cours des travaux, l'adjudicataire aura la faculté de proposer les changements que l'expérience lui suggérera; mais il ne pourra les opérer que sous l'autorisation préalable de l'administration supérieure.

13. *Vérification préalable de la résistance des fers.* — Avant la confection des chaînes ou câbles, des expériences seront faites par les ingénieurs, aux frais de l'adjudicataire, en sa présence et avec son concours ou avec celui de son fondé de pouvoirs, pour constater la résistance absolue des fers à employer. Les sections des chaînes ou câbles seront définitivement fixées en conséquence des résultats de ces expériences et de manière à satisfaire aux prescriptions de l'article 4 ci-dessus.

14. *Procès-verbal des expériences.* — Le procès-verbal de ces expériences et de leurs conséquences sera dressé en deux expéditions, dont l'une restera aux mains de l'adjudicataire, et l'autre sera déposée, comme annexe du projet, aux archives de la préfecture.

15. *Réception des travaux et autorisation de percevoir les droits de péage.* — Lorsque les travaux seront achevés, et avant que le public soit mis en jouissance du passage, le pont sera soumis à une épreuve dans laquelle il aura à supporter, indépendamment de son propre poids, une charge de 200 kilogrammes par mètre superficiel de plancher. Cette charge restera pendant vingt-quatre heures sur le pont. L'ingénieur en chef des ponts et chaussées dressera procès-verbal de l'opération et de toutes les circonstances qui auront pu se manifester dans les diverses parties de la construction. Ce procès-verbal, sur lequel le concessionnaire sera invité à faire ses observations, sera adressé, avec un rapport de l'ingénieur en chef, au préfet, qui, dans le cas où ni les fers, ni les bois, ni les maçonneries ne paraîtraient avoir éprouvé aucune altération préjudiciable à la solidité, autorisera provisoirement l'ouverture du pont et la perception des droits de péage.

16. Si l'adjudicataire le demande, le pont pourra n'être soumis d'abord qu'à une demi-épreuve de 100 kilogrammes par mètre superficiel de plancher, et l'épreuve entière pourra être retardée de plusieurs mois et même d'une année; mais dans l'intervalle de la demi-épreuve à l'épreuve entière, l'adjudicataire sera tenu de se conformer à tous les réglements de police qui seront arrêtés par l'administration dans l'intérêt de la sûreté publique.

17. Si le pont se compose de plusieurs travées, chaque travée sera soumise séparément à l'épreuve prescrite par l'article 15, soit que l'adjudicataire accepte immédiatement l'épreuve entière, soit qu'il réclame provisoirement une demi-épreuve.

18. Toute circulation sur le pont est expressément interdite, même pour les ouvriers employés aux travaux, pendant la durée de l'épreuve ou demi-épreuve. En conséquence, le concessionnaire devra amener et distribuer la charge sur le tablier en faisant usage soit de gravier ou de toute autre matière chargée sur des chariots à bascules mis en mouvement par des hommes ou des chevaux placés aux extrémités et en dehors du pont, soit de tout autre procédé que le concessionnaire jugera convenable d'employer, pourvu qu'il n'exige pas la présence des hommes sur le pont.

19. La réception du pont et l'autorisation de percevoir les droits de péage ne seront définitives que lorsqu'elles auront été homologuées par le ministre, qui pourra préalablement ordonner le renouvellement de l'épreuve, s'il juge la première insuffisante.

20. *Entretien.* — Le pont, ses abords et tous les ouvrages quels qu'ils soient qui auront été exécutés par l'adjudicataire, seront constamment entretenus en bon état dans toutes leurs parties.

L'entretien du pont consistera notamment à peindre les bois au moins une fois tous les trois ans, et les fers tous les ans, et même plus souvent s'il est nécessaire, pour prévenir toute apparence d'oxydation; à renouveler les bois et les fers lorsque la commodité ou la sûreté du passage pourra l'exiger; à remplacer les chaînes ou câbes de suspension ou de retenue qui seraient rompus ou gravement altérés; à maintenir en bon état le système des fondations; à changer au fur et à mesure des besoins, les pierres qui se dégraderaient dans les parements extérieurs des culées, des piles ou des murs d'accompagnement; à faire les ragréments et rejointoiements nécessaires pour refermer les joints que les pluies ou les intempéries auraient ouverts, de manière que toutes les parties apparentes de maçonnerie offrent constamment une surface unie et régulière.

Les portions de route aux abords du pont seront tenues sèches, nettes, unies, sans danger en temps de glace, fermes en toute saison. La chaussée d'empierrement devra toujours avoir une épaisseur de 20 à 25 centimètres.

Les frais de toute nature relatifs à l'entretien, ainsi que ceux de construction première, et même, le cas échéant de recontruction, demeureront à la charge de l'adjudicataire.

21. *Visites annuelles. Épreuves périodiques et accidentelles.* — Tous les ans il sera fait, par l'ingénieur de l'arrondissement, une visite détaillée du pont et de toutes ses parties, à l'effet de constater leur état d'entretien. L'ingénieur en chef transmettra le procès-verbal de cette visite au préfet, avec son avis.

Tous les cinq ans, l'épreuve du pont, prescrite par l'article 15 du présent cahier des charges, sera renouvelée aux frais du concessionnaire. Cette épreuve pourra, sur sa demande, être précédée d'une demi-épreuve.

Indépendamment de la visite annuelle et de l'épreuve périodique, d'autres visites et épreuves pourront avoir lieu sur l'ordre du préfet, si un évènement imprévu ou une circonstance quelconque faisait naître des doutes sur la solidité et la sûreté du passage.

22. *Acquisition de terrains ou bâtiments.* — Si, pour l'établissement du pont et de ses abords, il est nécessaire d'acquérir des terrains ou bâtiments, et si l'adjudicataire ne s'accorde pas avec les propriétaires sur le prix de ces acquisitions, il sera substitué aux droits et obligations que le gouvernement tient de la loi du 3 mai 1841 sur l'expropriation pour cause d'utilité publique.

23. Les indemnités pour occupation temporaire ou détérioration de propriété, pour chômage d'usine, pour rétablissement de communications interceptées, enfin pour tout dommage quelconque résultant des travaux, sont à la charge de l'adjudicataire.

24. Il sera passible de même des dommages-intérêts qui seraient alloués, pour cause d'éviction, au fermier du bac, s'il en existait un avant l'établissement du pont dans le même emplacement ou dans le voisinage. L'adjudicataire pourra transporter, avec ses bateaux, ses ouvriers et ses matériaux sur les points de la rivière où les travaux doivent s'exécuter, sans être tenu, pour cette cause, à aucun dédommagement envers le fermier du bac; mais il lui est interdit, sous les peines de droit, de passer des personnes étrangères à la construction et de transporter des matériaux qui n'y seraient pas destinés.

25. *Maintien de la navigation et du flottage.* — Toutes les mesures à prendre et tous les frais à faire pour que le service de la navigation et du flottage ne soit pas interrompu, ou ne soit entravé que le moins possible, pendant la durée des travaux de construction et de réparation, seront entièrement à la charge de l'adjudicataire.

26. *Passage provisoire.* — Dans le cas où la circulation sur le pont serait interrompue pour cause de travaux de réparation et d'entretien ou de reconstruction, l'adjudicataire sera tenu d'établir, à ses frais et sans délai, un passage provisoire à l'aide d'un bac ou de bateaux en nombre suffisant. Un arrêté du préfet, motivé soit sur la courte durée de l'interruption, soit sur le peu d'éloignement d'un autre pont, pourra seul dispenser le concessionnaire de cette obligation. Les droits à percevoir sur ce passage ne pourront jamais être autres que ceux qui sont fixés par le tarif du péage concédé.

27. *Contrôle et surveillance de l'administration.* — L'adjudicataire sera soumis au contrôle et à la surveillance de l'administration pour l'accomplissement de toutes les clauses énoncées dans le présent cahier des charges. Il sera d'ailleurs libre d'exécuter les travaux par des moyens et des agents de son choix, pourvu qu'il n'en résulte aucune dérogation aux clauses du marché.

28. L'adjudicataire sera tenu d'élire dans le département un domicile auquel toutes les significations lui seront faites pour les actes qui se rattacheront à son entreprise. A défaut d'élection de ce domicile, toute notification ou signification à lui adressée sera valable lorsqu'elle sera faite au secrétariat général de la préfecture d

29. *Frais de surveillance, d'épreuves, etc.* — Les frais de visite, de surveillance, de réception des travaux et d'épreuve seront à la charge de l'adjudicataire. Ces frais seront réglés par le ministre sur la proposition du préfet, et le concessionnaire sera tenu d'en verser le montant dans la caisse du receveur général, pour être distribué à qui de droit.

30. *Concession et subvention.* — Pour indemniser l'adjudicataire des dépenses

16. Si l'adjudicataire le demande, le pont pourr... une demi-épreuve de 100 kilogrammes par mètr... l'épreuve entière pourra être retardée de plusieu... mais dans l'intervalle de la demi-épreuve à l'épr... tenu de se conformer à tous les réglements ... l'administration dans l'intérêt de la sûreté p...

17. Si le pont se compose de plusieurs ... séparément à l'épreuve prescrite par l'ar... cepte immédiatement l'épreuve entière, ... demi-épreuve.

18. Toute circulation sur le pont e... ouvriers employés aux travaux, pend... En conséquence, le concessionnair... tablier en faisant usage soit de gr... chariots à bascules mis en mou... aux extrémités et en dehors du ... sionnaire jugera convenable ... des hommes sur le pont.

19. La réception du por... seront définitives que lor... pourra préalablement o... mière insuffisante.

20. *Entretien.* — ... qui auront été exé... bon état dans tout...

L'entretien du... fois tous les tr... nécessaire, p... et les fers l... remplacer ... pus ou gr... changer ... parem... faire ... les ... pr...

...dition expresse ...ncède, pour le ...uit d'un péage ...réception.

...ser... ...es terrains ... abords ne pou...

...ans aucun cas, l'adjudica... ...demnité quelconque, soit des ...ertu de l'article 10, soit de l'élé... ... pourraient avoir été mises à l'usage ...ue.

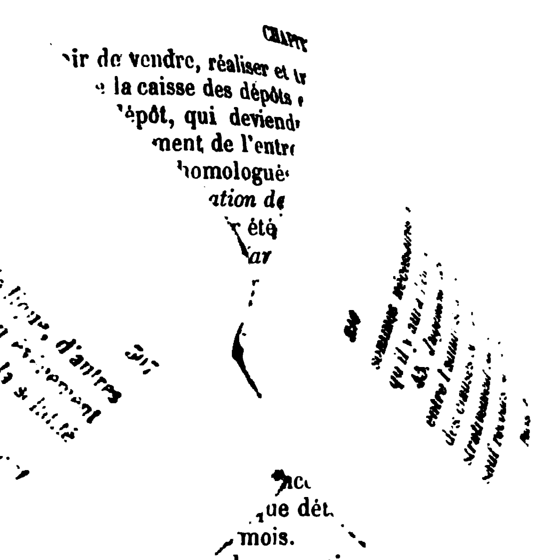
...ostant la surveillance exercée sur les tra... ...ssionnaire reste responsable de tous les dé... ... les frais d'entretien, ainsi que les dommages ... dus à des tiers, en cas d'accident, seront à sa ...

... — Pour être admis à soumissionner, les concurrents de... ..., avoir versé, soit à Paris, dans la caisse des dépôts et consi... ...ans le département où l'adjudication aura lieu, entre les mains ... général des finances, une somme de ... en numéraire ou ...ions de rentes calculées au pair de création, conformément aux dispo... des lois et règlements sur la matière.

... le dépôt en inscriptions de rentes est fait à Paris, dans la caisse des dépôts et consignations, les soumissionnaires devront déclarer par écrit, sur les livres de cette caisse, qu'ils affectent le dépôt à la garantie de leur soumission, et qu'à cet effet et pour le cas où ils resteraient titulaires de l'adjudication, ils donnent à la caisse tout pouvoir de vendre *les rentes déposées*, d'en réaliser et signer le *transfert*, et d'en appliquer le montant conformément au présent cahier des charges, articles 37 à 42 ci-après.

Si le même dépôt est effectué dans la caisse du receveur général du département, les soumissionnaires devront signer un acte sur papier timbré, fait double entre eux et le receveur général, et par lequel ils affecteront le dépôt à la garantie de leur soumission, donnant au receveur général pour les rentes départementales, et à l'agent judiciaire du Trésor pour les rentes directes, tout pou...

[1] Si dans certains cas l'administration juge à propos de faire porter le rabais, non sur la durée du péage, mais sur le montant de la subvention, l'article 32 sera modifié dans ce sens.



ir de vendre, réaliser et
la caisse des dépôts
épôt, qui deviend
ment de l'entr
homologué
ation de
été
ar

ac
ue dét
mois.
ar le concessionn
le délai fixé par l'article
pli les diverses obligations q
et à l'achèvement de ces travaux au
ra ouverte sur une mise à prix des ou
approvisionnés, des terrains achetés, et qui
soumissionnaires qui, pour succéder aux droits
taire, en fournissant un nouveau cautionnement,
desdits ouvrages, matériaux et terrains. Les soum
rieures à la mise à prix.

41. La somme offerte par le nouvel adjudicataire sera
naire évincé, mais le cautionnement de celui-ci sera retenu à t
intérêts.

42. Si le nouvel adjudicataire s'engage purement et simplement
les travaux et à les achever à ses frais, risques et périls, sans mettre
aucun prix à tout ce qui aura été fait avant son entrée dans l'entreprise,
cessionnaire déchu se retirera sans pouvoir exercer aucune prétention qu
conque, et dans ce cas, comme dans l'autre, il perdra tout droit sur le cautionnement. Enfin si, au lieu d'offrir une somme d'argent, l'adjudicataire nouveau réclame le concours de l'État dans les dépenses, le cautionnement sera employé à satisfaire à cette demande jusqu'à concurrence du montant qu'elle comprendra, et la portion qui ne recevra pas d'emploi sera retenue comme dans les suppositions précédentes, au même titre de dommages-intérêts.

43. Les stipulations des articles précédents, relatives à la déchéance de l'adjudicataire, ne lui seraient pas applicables si l'exécution des travaux avait été retardée ou interrompue par des circonstances de force majeure dûment constatées.

44. Faute par le concessionnaire de maintenir le pont en bon état d'entretien ou de remplir les autres obligations qui lui seraient imposées par l'administration en vertu des clauses du présent cahier des charges, il y sera contraint par les voies de droit : l'administration aura d'ailleurs la faculté de mettre le séquestre sur les produits du péage, et d'en disposer jusqu'à concurrence des

sommes nécessaires à l'exécution des travaux ou au payement des dépenses qu'il y aura lieu de faire pour le compte du concessionnaire.

45. *Jugement des contestations.* — Les contestations qui pourraient s'élever entre l'administration et le concessionnaire, sur l'exécution ou l'interprétation des clauses et conditions du présent cahier des charges, seront jugées administrativement par le conseil de préfecture du département d , sauf recours au conseil d'État.

Paris, le 4 mai 1870.

Approuvé :

Le ministre des travaux publics,

Marquis de TALHOUET.

PARIS. — IMP. SIMON RAÇON ET COMP., RUE D'ERFURTH, 1.


UNIVERSITY OF MICHIGAN
3 9015 06718 2173



16. Si l'adjudicataire le demande, le pont pourra n'être soumis d'abord qu'à une demi-épreuve de 100 kilogrammes par mètre superficiel de plancher, et l'épreuve entière pourra être retardée de plusieurs mois et même d'une année; mais dans l'intervalle de la demi-épreuve à l'épreuve entière, l'adjudicataire sera tenu de se conformer à tous les réglements de police qui seront arrêtés par l'administration dans l'intérêt de la sûreté publique.

17. Si le pont se compose de plusieurs travées, chaque travée sera soumise séparément à l'épreuve prescrite par l'article 15, soit que l'adjudicataire accepte immédiatement l'épreuve entière, soit qu'il réclame provisoirement une demi-épreuve.

18. Toute circulation sur le pont est expressément interdite, même pour les ouvriers employés aux travaux, pendant la durée de l'épreuve ou demi-épreuve. En conséquence, le concessionnaire devra amener et distribuer la charge sur le tablier en faisant usage soit de gravier ou de toute autre matière chargée sur des chariots à bascules mis en mouvement par des hommes ou des chevaux placés aux extrémités et en dehors du pont, soit de tout autre procédé que le concessionnaire jugera convenable d'employer, pourvu qu'il n'exige pas la présence des hommes sur le pont.

19. La réception du pont et l'autorisation de percevoir les droits de péage ne seront définitives que lorsqu'elles auront été homologuées par le ministre, qui pourra préalablement ordonner le renouvellement de l'épreuve, s'il juge la première insuffisante.

20. *Entretien.* — Le pont, ses abords et tous les ouvrages quels qu'ils soient qui auront été exécutés par l'adjudicataire, seront constamment entretenus en bon état dans toutes leurs parties.

L'entretien du pont consistera notamment à peindre les bois au moins une fois tous les trois ans, et les fers tous les ans, et même plus souvent s'il est nécessaire, pour prévenir toute apparence d'oxydation; à renouveler les bois et les fers lorsque la commodité ou la sûreté du passage pourra l'exiger; à remplacer les chaînes ou câbes de suspension ou de retenue qui seraient rompus ou gravement altérés; à maintenir en bon état le système des fondations; à changer au fur et à mesure des besoins, les pierres qui se dégraderaient dans les parements extérieurs des culées, des piles ou des murs d'accompagnement; à faire les ragréments et rejointoiements nécessaires pour refermer les joints que les pluies ou les intempéries auraient ouverts, de manière que toutes les parties apparentes de maçonnerie offrent constamment une surface unie et régulière.

Les portions de route aux abords du pont seront tenues sèches, nettes, unies, sans danger en temps de glace, fermes en toute saison. La chaussée d'empierrement devra toujours avoir une épaisseur de 20 à 25 centimètres.

Les frais de toute nature relatifs à l'entretien, ainsi que ceux de construction première, et même, le cas échéant de recontruction, demeureront à la charge de l'adjudicataire.

21. *Visites annuelles. Épreuves périodiques et accidentelles.* — Tous les ans il sera fait, par l'ingénieur de l'arrondissement, une visite détaillée du pont et de toutes ses parties, à l'effet de constater leur état d'entretien. L'ingénieur en chef transmettra le procès-verbal de cette visite au préfet, avec son avis.

Tous les cinq ans, l'épreuve du pont, prescrite par l'article 15 du présent cahier des charges, sera renouvelée aux frais du concessionnaire. Cette épreuve pourra, sur sa demande, être précédée d'une demi-épreuve.

Indépendamment de la visite annuelle et de l'épreuve périodique, d'autres visites et épreuves pourront avoir lieu sur l'ordre du préfet, si un événement imprévu ou une circonstance quelconque faisait naître des doutes sur la solidité et la sûreté du passage.

22. *Acquisition de terrains ou bâtiments.* — Si, pour l'établissement du pont et de ses abords, il est nécessaire d'acquérir des terrains ou bâtiments, et si l'adjudicataire ne s'accorde pas avec les propriétaires sur le prix de ces acquisitions, il sera substitué aux droits et obligations que le gouvernement tient de la loi du 3 mai 1841 sur l'expropriation pour cause d'utilité publique.

23. Les indemnités pour occupation temporaire ou détérioration de propriété, pour chômage d'usine, pour rétablissement de communications interceptées, enfin pour tout dommage quelconque résultant des travaux, sont à la charge de l'adjudicataire.

24. Il sera passible de même des dommages-intérêts qui seraient alloués, pour cause d'éviction, au fermier du bac, s'il en existait un avant l'établissement du pont dans le même emplacement ou dans le voisinage. L'adjudicataire pourra transporter, avec ses bateaux, ses ouvriers et ses matériaux sur les points de la rivière où les travaux doivent s'exécuter, sans être tenu, pour cette cause, à aucun dédommagement envers le fermier du bac; mais il lui est interdit, sous les peines de droit, de passer des personnes étrangères à la construction et de transporter des matériaux qui n'y seraient pas destinés.

25. *Maintien de la navigation et du flottage.* — Toutes les mesures à prendre et tous les frais à faire pour que le service de la navigation et du flottage ne soit pas interrompu, ou ne soit entravé que le moins possible, pendant la durée des travaux de construction et de réparation, seront entièrement à la charge de l'adjudicataire.

26. *Passage provisoire.* — Dans le cas où la circulation sur le pont serait interrompue pour cause de travaux de réparation et d'entretien ou de reconstruction, l'adjudicataire sera tenu d'établir, à ses frais et sans délai, un passage provisoire à l'aide d'un bac ou de bateaux en nombre suffisant. Un arrêté du préfet, motivé soit sur la courte durée de l'interruption, soit sur le peu d'éloignement d'un autre pont, pourra seul dispenser le concessionnaire de cette obligation. Les droits à percevoir sur ce passage ne pourront jamais être autres que ceux qui sont fixés par le tarif du péage concédé.

27. *Contrôle et surveillance de l'administration.* — L'adjudicataire sera soumis au contrôle et à la surveillance de l'administration pour l'accomplissement de toutes les clauses énoncées dans le présent cahier des charges. Il sera d'ailleurs libre d'exécuter les travaux par des moyens et des agents de son choix, pourvu qu'il n'en résulte aucune dérogation aux clauses du marché.

28. L'adjudicataire sera tenu d'élire dans le département un domicile auquel toutes les significations lui seront faites pour les actes qui se rattacheront à son entreprise. A défaut d'élection de ce domicile, toute notification ou signification à lui adressée sera valable lorsqu'elle sera faite au secrétariat général de la préfecture d

29. *Frais de surveillance, d'épreuves, etc.* — Les frais de visite, de surveillance, de réception des travaux et d'épreuve seront à la charge de l'adjudicataire. Ces frais seront réglés par le ministre sur la proposition du préfet, et le concessionnaire sera tenu d'en verser le montant dans la caisse du receveur général, pour être distribué à qui de droit.

30. *Concession et subvention.* — Pour indemniser l'adjudicataire des dépenses

qu'il s'engage à faire par les articles précédents, et sous la condition expresse qu'il en remplira toutes les obligations, le gouvernement lui concède, pour le temps qui sera déterminé par l'adjudication à intervenir, le produit d'un péage dont le tarif est annexé au présent cahier des charges et dont la perception sera autorisée en la forme réglée par les articles 15 et 19 ci-dessus.

31. L'adjudicataire recevra, en outre, à titre de subvention (fixer les termes du payement).

32. L'adjudication aura lieu au profit de celui des concurrents qui fera le plus fort rabais sur la durée du péage[1].

Cette durée sera comptée pour le concessionnaire à dater du jour où le pont aura été livré au public, même à la suite d'une demi-épreuve et avec les restrictions que l'administration aura jugé à propos d'imposer.

Les frais de régie, de perception, d'administration et d'éclairage du pont seront à la charge de l'adjudicataire.

33. A l'expiration de la concession, le pont, ses abords et tous les ouvrages quels qu'ils soient qui auront été construits par le concessionnaire seront remis à l'administration en bon entretien dans toutes leurs parties. Les terrains achetés des deniers du concessionnaire pour l'établissement des abords ne pourront donner lieu à aucune répétition de sa part.

34. *Entière responsabilité de l'adjudicataire.* — Dans aucun cas, l'adjudicataire ne pourra se prévaloir, pour réclamer une indemnité quelconque, soit des modifications que son projet aurait subies en vertu de l'article 10, soit de l'élévation de la dépense, soit des restrictions qui pourraient avoir été mises à l'usage du pont dans l'intérêt de la sûreté publique.

Il doit être aussi entendu que, nonobstant la surveillance exercée sur les travaux par l'administration, le concessionnaire reste responsable de tous les défauts de solidité, et que tous les frais d'entretien, ainsi que les dommages-intérêts qui pourraient être dus à des tiers, en cas d'accident, seront à sa charge.

35. *Cautionnement.* — Pour être admis à soumissionner, les concurrents devront, au préalable, avoir versé, soit à Paris, dans la caisse des dépôts et consignations, soit dans le département où l'adjudication aura lieu, entre les mains du receveur général des finances, une somme de en numéraire ou en inscriptions de rentes calculées au pair de création, conformément aux dispositions des lois et règlements sur la matière.

Si le dépôt en inscriptions de rentes est fait à Paris, dans la caisse des dépôts et consignations, les soumissionnaires devront déclarer par écrit, sur les livres de cette caisse, qu'ils affectent le dépôt à la garantie de leur soumission, et qu'à cet effet et pour le cas où ils resteraient titulaires de l'adjudication, ils donnent à la caisse tout pouvoir de vendre *les rentes déposées*, d'en réaliser et signer le *transfert*, et d'en appliquer le montant conformément au présent cahier des charges, articles 37 à 42 ci-après.

Si le même dépôt est effectué dans la caisse du receveur général du département, les soumissionnaires devront signer un acte sur papier timbré, fait double entre eux et le receveur général, et par lequel ils affecteront le dépôt à la garantie de leur soumission, donnant au receveur général pour les rentes départementales, et à l'agent judiciaire du Trésor pour les rentes directes, tout pou

[1] Si dans certains cas l'administration juge à propos de faire porter le rabais, non sur la durée du péage, mais sur le montant de la subvention, l'article 32 sera modifié dans ce sens.

voir de vendre, réaliser et transférer, ainsi qu'il vient d'être dit pour ce qui concerne la caisse des dépôts et consignations.

Ce dépôt, qui deviendra, pour le soumissionnaire déclaré adjudicataire, le cautionnement de l'entreprise, ne lui sera rendu qu'après la réception définitive des travaux homologués dans la forme stipulée à l'article 19.

36. *Homologation de la concession.* — L'adjudication ne sera valable et définitive qu'après avoir été approuvée par une décision ministérielle.

37. *Cas de déchéance, d'éviction et de saisie.* — Faute par l'adjudicataire d'avoir présenté son projet dans le délai fixé par l'article 8 ci-dessus, il encourra de plein droit la déchéance, sans qu'il soit besoin d'aucune mise en demeure, et perdra son cautionnement, qui sera retenu à titre de dommages-intérêts.

38. La déchéance et la perte du cautionnement seront également encourues si, après avoir fourni un projet dont l'administration n'aura pas autorisé l'exécution, il n'en présente pas un acceptable dans le délai que le ministre aura fixé.

39. L'adjucataire encourra les mêmes peines, s'il n'a pas commencé les travaux dans le délai que déterminera la décision d'autorisation, et qui ne sera pas de moins de trois mois.

40. Faute par le concessionnaire, après avoir été mis en demeure, d'avoir terminé dans le délai fixé par l'article 1er les travaux qu'il aura commencés, et d'avoir rempli les diverses obligations qu'il contracte, il sera pourvu à la continuation et à l'achèvement de ces travaux au moyen d'une adjudication nouvelle, qui sera ouverte sur une mise à prix des ouvrages déjà construits, des matériaux approvisionnés, des terrains achetés, et qui sera dévolue à celui des nouveaux soumissionnaires qui, pour succéder aux droits et charges du premier adjudicataire, en fournissant un nouveau cautionnement, offrira la plus forte somme desdits ouvrages, matériaux et terrains. Les soumissions pourront être inférieures à la mise à prix.

41. La somme offerte par le nouvel adjudicataire sera remise au concessionnaire évincé, mais le cautionnement de celui-ci sera retenu à titre de dommages-intérêts.

42. Si le nouvel adjudicataire s'engage purement et simplement à poursuivre les travaux et à les achever à ses frais, risques et périls, sans mettre d'ailleurs aucun prix à tout ce qui aura été fait avant son entrée dans l'entreprise, le concessionnaire déchu se retirera sans pouvoir exercer aucune prétention quelconque, et dans ce cas, comme dans l'autre, il perdra tout droit sur le cautionnement. Enfin si, au lieu d'offrir une somme d'argent, l'adjudicataire nouveau réclame le concours de l'État dans les dépenses, le cautionnement sera employé à satisfaire à cette demande jusqu'à concurrence du montant qu'elle comprendra, et la portion qui ne recevra pas d'emploi sera retenue comme dans les suppositions précédentes, au même titre de dommages-intérêts.

43. Les stipulations des articles précédents, relatives à la déchéance de l'adjudicataire, ne lui seraient pas applicables si l'exécution des travaux avait été retardée ou interrompue par des circonstances de force majeure dûment constatées.

44. Faute par le concessionnaire de maintenir le pont en bon état d'entretien ou de remplir les autres obligations qui lui seraient imposées par l'administration en vertu des clauses du présent cahier des charges, il y sera contraint par les voies de droit : l'administration aura d'ailleurs la faculté de mettre le séquestre sur les produits du péage, et d'en disposer jusqu'à concurrence des

sommes nécessaires à l'exécution des travaux ou au payement des dépenses qu'il y aura lieu de faire pour le compte du concessionnaire.

45. *Jugement des contestations*. — Les contestations qui pourraient s'élever entre l'administration et le concessionnaire, sur l'exécution ou l'interprétation des clauses et conditions du présent cahier des charges, seront jugées administrativement par le conseil de préfecture du département d   , sauf recours au conseil d'État.

Paris, le 4 mai 1870.

Approuvé :

Le ministre des travaux publics,

Marquis de TALHOUET.

PARIS. — IMP. SIMON RAÇON ET COMP., RUE D'ERFURTH, 1.

